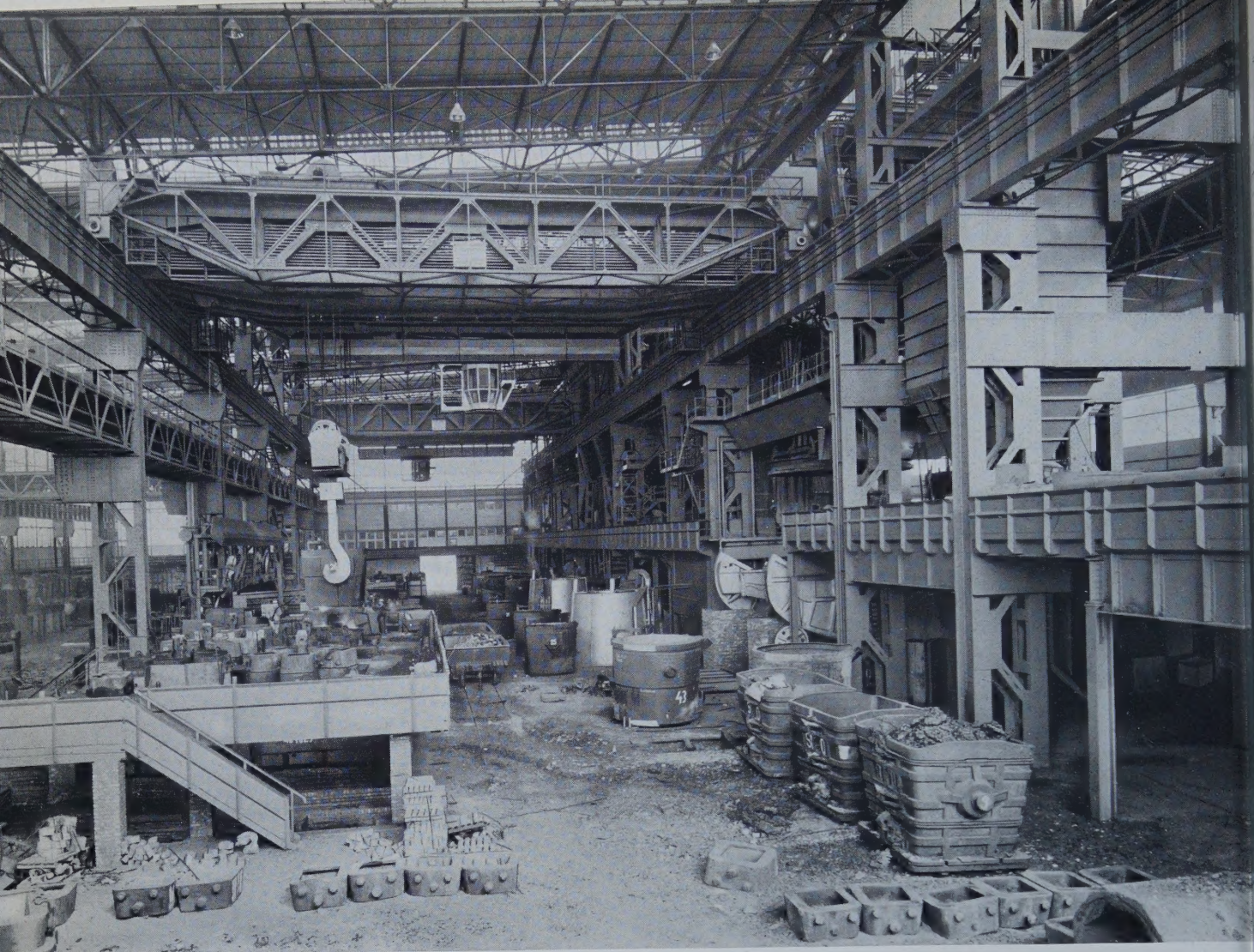


DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H. KLOPPPEL · DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

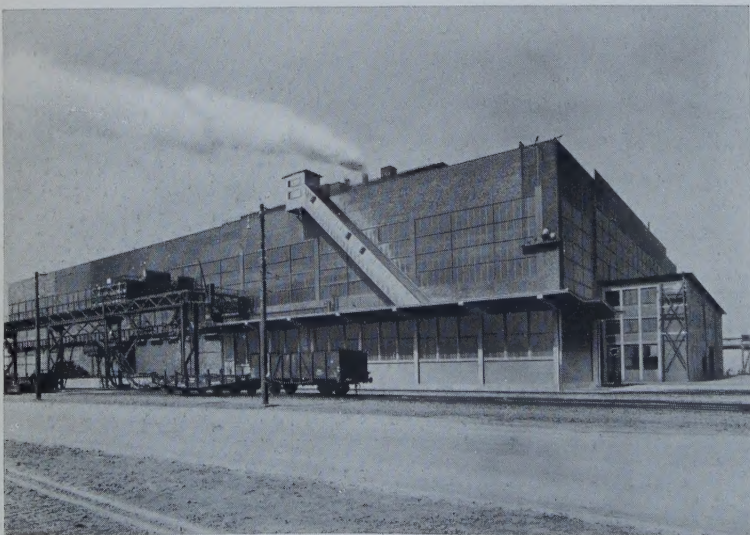
Heft 7 — Juli 1958



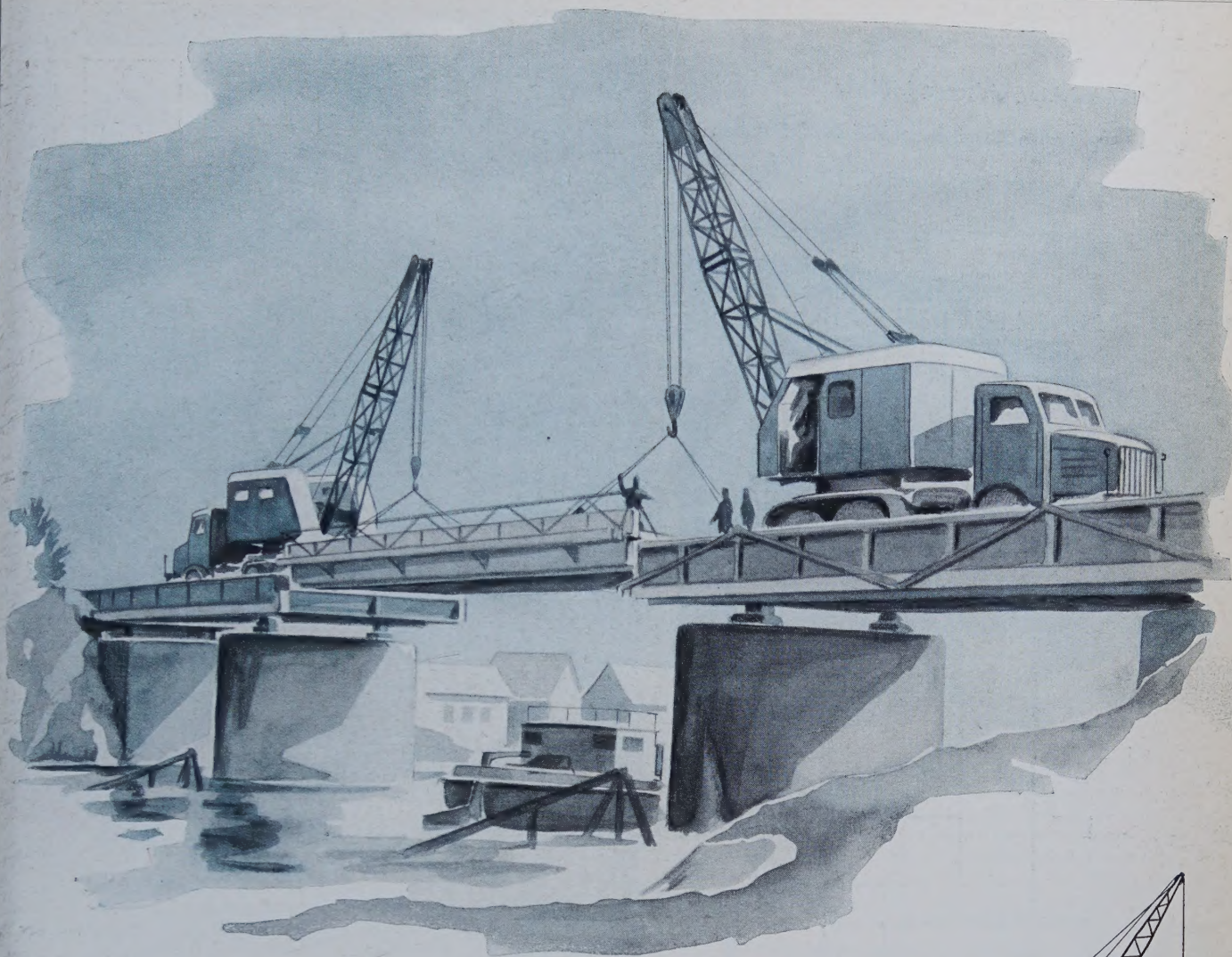
Schwere Hallenkonstruktion für ein Oxygenstahlwerk

Halle mit 4 nebeneinanderliegenden
Schiffen und einer Grundfläche
von 140 x 114 m, größte Bauhöhe
etwa 40 m

Gesamtgewicht etwa 6700 t



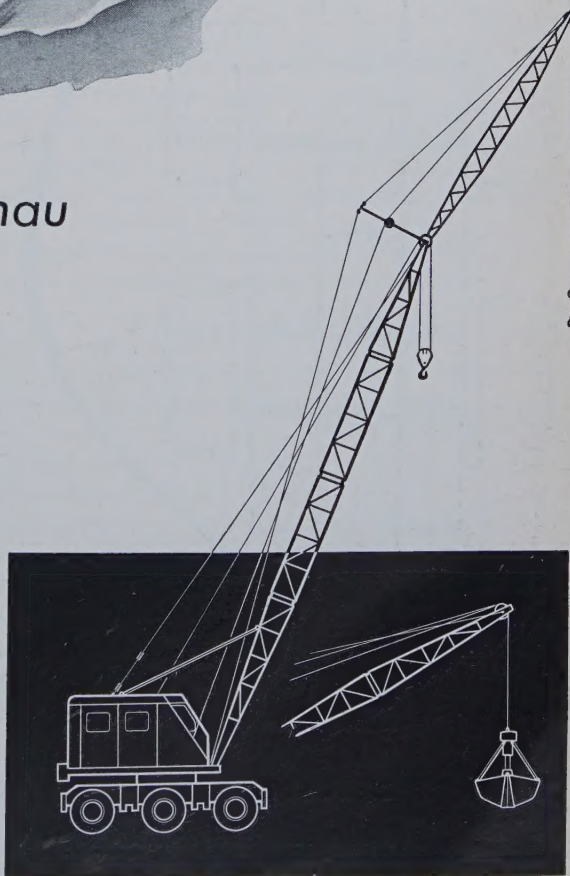
FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN



Schwere Arbeit – schnell und genau

leisten unsere bewährten Straßenkrane, die je nach den betrieblichen Erfordernissen auf LKW-Chassis oder als Mobilkrane, aber auch mit Raupenunterwagen lieferbar sind. Vielseitig sind die Einsatzmöglichkeiten derartiger Krane.

Unsere Type 60 G weist eine maximale Tragfähigkeit von 20t auf. Der 8,5m lange Grundausleger läßt sich durch Einbau genormter Zwischenstücke und mit einem beweglichen Spitzenausleger bis auf 38m verlängern.



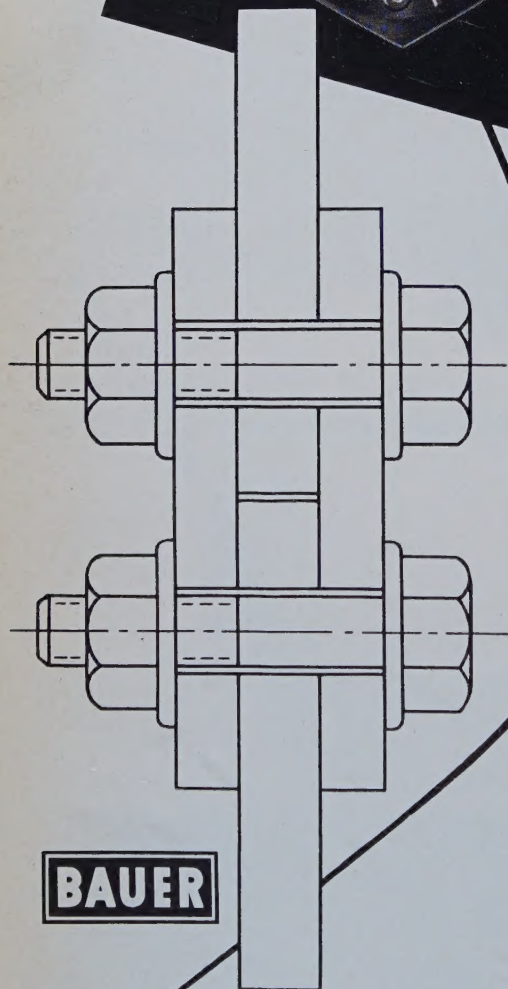
KRUPP-ARDELT
G M B H

WILHELM SHAVEN

Leichter, sicherer, billiger

bauen Sie mit Bauer 10 K, HV Schrauben
nach DAST-Vorschrift Nov. 1956

STAHLSCHRAUBEN FÜR DEN STAHLBAU



CARL BAUER

Schraubenfabrik seit 1842

WUPPERTAL-CRONENBERG



Röchling'sche Eisen- und Stahlwerke

Gesellschaft mit beschränkter Haftung

Völklingen-Saar

Tel. Völklingen 35 - Fernschr. 044-235, 044-236

Aus unserem Lieferprogramm:

Formstahl,
Stabstahl,
hochwertige
Beton-Bewehrungsstähle
Eisenbahn-Oberbau-Material
Halbzeug
Bandstahl
Walzdraht

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

27. Jahrgang Berlin, Juli 1958 Heft 7

Inhalt

Seite

Barbré, R., Prof. Dr.-Ing., Braunschweig und Ibing, R., Dr.-Ing., Offenbach: Windkanalversuche über die Sicherheit gegen widerregte Schwingungen bei der Hängebrücke Köln-Rodenkirchen	169
Jacobi, H., Dipl.-Ing., Dortmund: Schwimmkörper als Montagehilfsmittel im Stahlbrückenbau	177
Wintergerst, L., Dipl.-Ing., Esslingen: Nordbrücke Düs- seldorf III. Teil (Schluß aus Heft 6)	184

Verschiedenes:

Goder, W., Dipl.-Ing., Darmstadt: Knicken von Stäben mit veränderlichem Querschnitt im plastischen Be- reich	188
Gottfeld, H., Dr., Wembley: Die neue Brücke über den Firth of Forth	190
Ingenerf, W., Dipl.-Ing., Direktor, Kamen: Auswechseln des Schachtmantels eines Hochofens amerikanischer Bauart in Linz a. d. Donau	191
Schaefer, K. J., Baurat Dr.-Ing., Duisburg: Die St. Alban- Brücke über den Rhein in Basel	192
Stahlbau-Tagung Heidelberg 1958	194
VDI-Tagung in Köln	195
Bücherschau	196
Hochschulnachricht	196
Zuschrift	196

Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft 3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahlbar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.
Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,
für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,
für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26,
für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.

AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Schweißfachingenieur- und Schweißfachmann- Lehrgänge in Frankfurt am Main

Das Institut für Schweißtechnik in Frankfurt am Main (Leitung Prof. Ing. habil. Hermann Holler, Frankfurt am Main, Frauenlobstr. 45) veranstaltet

- a) Schweißfachingenieurlehrgänge: Beginn: 14. 7. 1958
1. 9. 1958 und 3. 11. 1958,
- b) Schweißfachmannlehrgänge: vom 2. 8. 1958 bis 11. 1958 und 4. 10. 1958 bis 13. 10. 1958.

Nähere Einzelheiten durch das genannte Institut Frankfurt am Main, Frauenlobstr. 45, Tel. 77 29 50. Preiswerte Unterkünfte können besorgt werden.

Deutsche Industrie-Messe Hannover 1958

Die Firma Linde hatte ihren Ausstellungsraum für die schweißtechnischen Erzeugnisse der Abteilung ELLIRA in der Halle 9. Wie alljährlich, fanden auch diesmal wieder die bekannten, zum Teil verbesserten Schweißanlagen für Schutzgas- und Unterpulverschweißen bei Besuchern des In- und Auslandes großes Interesse.

Für das ELLIRA-Schweißen wurde der neue Schweißautomat USH 2 vom Fachpublikum beifällig beurteilt. Er leistet bis zu 2000 A Stromaufnahme, ist robust gebaut und kann im Vergleich zu den sonstigen Schweißautomaten zu einem günstigen Preis geliefert werden.

Auf dem Gebiet des Schutzgas-Schweißens ist besonders der S.I.G.M.A.-Schweißautomat Type HW 13-S zu erwähnen. Dieser Schweißautomat ist gegenüber den bekannten Geräten der Type HW 16 leichter und handlicher bedienbar und besonders für Schweißungen an Blechen bis zu einer Wandstärke von 3 mm gut geeignet.

Es wurde außerdem ein neues Argonarc-Handschweißgerät Type HW 18 gezeigt, das bis max 300 A belastbar und besonders einfach und handlich gebaut ist. Durch Verbesserung in der Ausführung werden bei diesem Typ Dichtungsflächen gespart und dadurch die Gefahr eines Ausfalls infolge Undichtheit des Schweißgerätes auf ein Minimum verringert.

Neben den bereits bekannten S.I.G.M.A.-Handschweißgeräten Type SWM-2 wurde auch das neue mechanisch gesteuerte S.I.G.M.A.-Gerät Type LRS-2 gezeigt, das durch seine Bauart auch speziell für Arbeiten auf Montagestellen bestens geeignet ist. Dieses Gerät ist in dem regelbaren Drahtfördergeschwindigkeitsbereich so ausgebildet, daß es einwandfrei sowohl mit Argon wie auch mit CO₂ als Schutzgas, je nach auszuführenden Schweißarbeiten, verwendet werden kann.

Bei den Schweißstromquellen ist als besondere Neuerung der Linde-Miller-Gleichrichter Type 5 CS zu erwähnen. Dieser Gleichrichter ist mit eingebautem sogenannten Konstant-Potential ausgerüstet, das garantiert, daß bei Verstellen der Schweißstromstärke sich der Spannungsbereich immer konstant hält; es wird somit bei halb- und vollautomatischem Arbeiten ein einwandfreies Schweißergebnis nach dem S.I.G.M.A.-Verfahren erzielt.

Für die Argonarc-Leichtmetall-Schweißung wurden neue Transformatoren, Type LTF 301 und LTF 501 gezeigt, die bereits mit eingebauten Filterkondensatoren-Batterien ausgerüstet sind. Durch diese Kondensatoren wird gegenüber Normal-Transformatoren bei der Leichtmetall-Schweißung außer einer hervorragenden Schweißbeigenschaft auch eine rund 30%ige Argongaseinsparung erzielt.

Für kombinierte Arbeiten, für die sowohl Gleich- wie auch Wechselstrom als Schweißstrom benötigt wird, wurde eine neue Stromquelle Type LGW 301 entwickelt, die im Wechselstrombereich bis 300 A, im Gleichstrombereich bis 280 A belastbar ist. Auch diese Stromquelle kann mit bereits eingebauten Filterkondensatoren geliefert werden.

ANZEIGEN

in „DER STAHLBAU“



stets im Blickfeld

der Auftraggeber

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule
Fernsprecher: Darmstadt 40 41, Anschluß 2145

27. Jahrgang

BERLIN, Juli 1958

Heft 7

Windkanalversuche über die Sicherheit gegen winderregte Schwingungen bei der Hängebrücke Köln—Rodenkirchen

Von Prof. Dr.-Ing. Rudolf Barbré, Braunschweig, und Dr.-Ing. Rolf Ibing, Offenbach/Main

DK 624.5 Hängebrücken — DK 533.6.07.001.5 Windkanalversuche

1. Einleitung

Mit instabilen Schwingungen, die — angefacht durch einen stetigen Seitenwind — unter bestimmten Voraussetzungen vorzugsweise bei Hängebrücken entstehen können, haben sich nach dem Einsturz der Tacoma-Brücke (1940) in erster Linie amerikanische Forscher [1] — [6] beschäftigt, um auf dem Wege theoretischer Überlegungen zur Lösung dieser Aufgabe zu kommen. Zu den wesentlichen Grundlagen dieser Untersuchungen gehört die Bestimmung der Kraftwirkungen an der schwingenden Brücke bei seitlicher Anströmung durch Wind. Diese dynamischen Kräfte sowie ferner die Dämpfungseinflüsse lassen sich jedoch auf rein rechnerischem Wege nicht mit der gewünschten Genauigkeit ermitteln, so daß die Ergebnisse mit unvermeidlichen Unsicherheiten behaftet sind. Bei neueren Entwürfen von Hängebrücken werden daher in wachsendem Umfang zusätzliche Modellversuche zur Beurteilung der Sicherheit gegenüber instabilen Windschwingungen herangezogen [1], [7] — [9].

Da die Hängebrücke Köln-Rodenkirchen in ihrem statischen und konstruktiven Aufbau eine Reihe grundsätzlicher Neuerungen gegenüber anderen Hängebrücken aufweist [10] — [12], wurde von allen am Entwurf der Brücke Beteiligten als notwendig erachtet, Modellversuche im Windkanal vornehmen zu lassen, um über das Schwingungsverhalten der Brücke im Windstrom Aufschluß zu erhalten. Vom Bundesverkehrsministerium als dem Bauherrn der Brücke und dem Ministerium für Wirtschaft und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen als Auftragsverwaltung des Bundes wurden daher Schwingungsversuche in Auftrag gegeben und deren Ausführung und Aus-

wertung dem Institut für Mechanik der Technischen Hochschule Hannover übertragen. Es handelt sich hierbei um reine Schwingungsversuche; Messungen über die Winddruckverteilung wurden nicht angestellt.

Das im Windstrom des Windkanals untersuchte Modell war die geometrisch und — soweit möglich — auch dynamisch ähnliche Nachbildung eines kurzen Längenabschnittes der Brücke (Fahrbahn und Versteifungsträger), das hinsichtlich Maßstab und Länge den Abmessungen des Windkanals angepaßt war (Bild 1). Die elastischen Eigenschaften der Hängebrücke, die zusammen mit der Massenverteilung die Lage der Eigenfrequenzen festlegen, wurden im Modell durch Aufhängung an Federn nachgeahmt, die im vorliegenden Fall an den Endscheiben angriffen; letztere bildeten gleichzeitig den aus strömungstechnischen Gründen erforderlichen Abschluß des Modells. Bei Herstellung und Aufhängung des Modells war allen denkbaren Schwingungsarten Rechnung zu tragen. Es mußte also beachtet werden, daß sowohl Biegeschwingungen als auch Torsionsschwingungen und aus Biege- und Torsionsanteilen zusammengesetzte Schwingungen entstehen konnten. Unter reinen Biegeschwingungen werden dabei Schwingungen verstanden, bei denen die Schwingungsformen beider Hauptträger einander deckungsgleich sind, so daß die Brückenquerschnitte nur Translationsbewegungen ausführen, während bei reinen Torsionsschwingungen die Schwingungen der beiden Haupttragwände so gegeneinander versetzt sind, daß die Brückenquerschnitte Drehbewegungen ausführen. Durch Einbau von Schwingungsdämpfern in die Aufhängefedern konnten die Dämpfungseigenschaften der Brücke berücksichtigt werden. Bild 1 zeigt schematisch die Aufhängung des Modells.

2. Modellmaßstäbe und theoretische Voruntersuchungen¹⁾

Es werden folgende Bezeichnungen eingeführt:

	Brücke	Modell	Dimension
Masse pro Längeneinheit	M	m	$t s^2 m^{-2}$
Polarer Trägheitsradius	i_M	i_m	m
Polares Massenträgheitsmoment pro Längeneinheit	$\Theta = M \cdot i_M^2$	$\vartheta = m \cdot i_m^2$	$t s^2$
Biege-Eigenfrequenz	f_B	f_b	s^{-1}
Torsions-Eigenfrequenz	f_T	f_t	s^{-1}
Kreisfrequenz	ω_B u. ω_T	ω_b u. ω_t	s^{-1}
Windgeschwindigkeit	V	v	$m s^{-1}$
Luftdichte	ϱ	ϱ	$t s^2 m^{-4}$
Breite des Brückenquerschnittes (Abstand der Hauptträger)	B	b	m
Länge des Modells (Abstand der Endscheiben)	—	l	m
Entfernung zwischen den vorderen und hinteren Aufhängefedern (von Federmitte bis Federmitte)	—	$2e$	m
Federsteifigkeit einer Aufhängefeder	—	c	$t m^{-1}$

¹⁾ Die theoretischen Untersuchungen und zugehörigen Vorberechnungen wurden von Herrn Prof. Dr.-Ing. Heilig, Medellín (Columbien), seinerzeit Mitarbeiter der Fa. Aug. Klönne, Dortmund, durchgeführt.

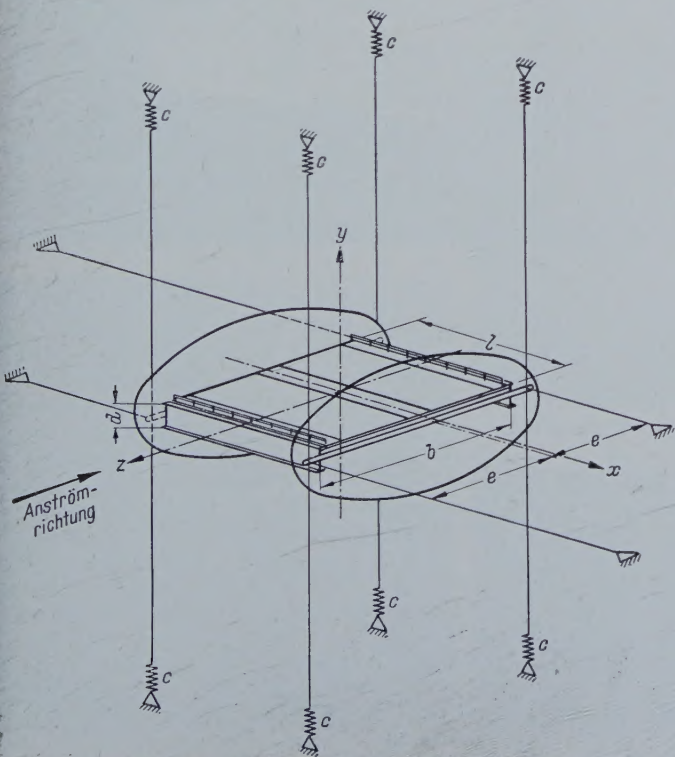


Bild 1. Schematische Darstellung der Modellaufhängung im Windkanal

Um Ähnlichkeit zwischen Modell und Wirklichkeit herzustellen, wird gefordert, daß im Original und im Modell die auf die Brückenbreite bezogenen dimensionslosen Größen

$$\mu_B = \frac{M}{\varrho \cdot B^2}, \quad \mu_T = \frac{\Theta}{\varrho \cdot B^4} \quad (\text{bezogene Massen}),$$

$$\nu_B = \frac{V}{\omega_B \cdot B}, \quad \nu_T = \frac{V}{\omega_T \cdot B} \quad (\text{bezogene Windgeschwindigkeiten})$$

übereinstimmen.

Mit den Maßstabfaktoren

$$n = \frac{B}{b} \quad \text{für die Längen,}$$

und

$$k = \frac{V}{v} \quad \text{für die Windgeschwindigkeiten}$$

werden aus den Gleichungen (1) die Ähnlichkeitsbedingungen

$$\frac{M}{B^2} = \frac{m}{b^2} = \frac{m \cdot n^2}{B^2}, \quad \frac{M \cdot i_M^2}{B^4} = \frac{m \cdot i_m^2}{b^4} = \frac{M \cdot i_m^2}{B^2} \cdot \frac{n^2}{B^2},$$

$$\frac{\omega_B}{\omega_T} = \frac{\omega_b}{\omega_t} = \frac{i_m}{e}, \quad \frac{V}{\omega_B \cdot B} = \frac{v}{\omega_b \cdot b} = \frac{V \cdot n}{\omega_b \cdot k \cdot B}, \quad (2)$$

und die Modellmaße

$$m = \frac{M}{n^2}, \quad e = i_m \cdot \frac{\omega_T}{\omega_B} = \frac{i_M}{n} \cdot \frac{\omega_T}{\omega_B},$$

$$i_m = \frac{i_M}{n}, \quad \omega_b = \frac{n}{k} \cdot \omega_B$$

erhalten.

Da das Modell als vollkommen starr angesehen werden kann, werden die elastischen Eigenschaften lediglich durch die Federn erzeugt.

Mit

$$\omega_b = \sqrt{\frac{8c}{l \cdot m}} \quad \text{und} \quad \omega_t = \sqrt{\frac{8c \cdot e^2}{l \cdot \vartheta}}$$

ergibt sich für die Steifigkeit einer Aufhängefeder

$$c = \frac{1}{8} \cdot m \cdot l \cdot \frac{n^2}{k^2} \cdot \omega_B^2 = \frac{1}{8} \cdot M \cdot l \cdot \frac{\omega_B^2}{k^2},$$

und für den Federabstand

$$2e = 2 \cdot \frac{i_M}{n} \cdot \frac{\omega_T}{\omega_B}.$$

Für die Berechnung der Modellmaßstäbe müssen demnach außer der Masse M und dem polaren Trägheitshalbmesser i_M die niedrigsten Biege- und Torsions-Eigenfrequenzen der Brücke bekannt sein, die rechnerisch mit Hilfe des Verfahrens von Galerkin [13]—[15] gefunden wurden. Zur Vereinfachung der Rechnung wurde mit konstanter Biegesteifigkeit, und zwar mit zwei Grenzsteifigkeiten, nämlich

$$EJ_A = 7,36 \cdot 10^6 \text{ [tm}^2\text{]} \\ \text{und} \quad EJ_B = 7,98 \cdot 10^6 \text{ [tm}^2\text{]}$$

sowie der Kabeldehnsteifigkeit

$$EF_K = 1,92 \cdot 10^6 \text{ [t]}$$

gerechnet.

Mit den mittleren Eigengewichten und Massen der Brücke ergeben sich nach der Galerkinschen Rechnung die kleinsten Eigenfrequenzen für die symmetrischen (Index s) und antisymmetrischen (Index a) Schwingungsformen zu

$$\omega_{Bs} = 1,96 \text{ [s}^{-1}\text{]} \text{ mit } EJ_A \text{ oder } 1,93 \text{ [s}^{-1}\text{]} \text{ mit } EJ_B, \\ \text{und } \omega_{Ba} = 1,51 \text{ [s}^{-1}\text{]} \text{ mit } EJ_A \text{ oder } 1,48 \text{ [s}^{-1}\text{]} \text{ mit } EJ_B.$$

Die Unterschiede infolge der beiden Grenzsteifigkeiten A und B sind so geringfügig, daß die weitere Rechnung nur mit einer Steifigkeit (Grenzsteifigkeit EJ_B) fortgesetzt wird.

Unter Berücksichtigung der Wölbleistigkeit [16] des elastischen Verbundquerschnittes der Brücke ergibt die Auswertung der Galerkinschen Integrale die Torsions-Eigenfrequenz für die symmetrische Schwingungsform

$$\omega_{Ts} = 2,78 \text{ [s}^{-1}\text{]},$$

und für die antisymmetrische Schwingungsform

$$\omega_{Ta} = 2,29 \text{ [s}^{-1}\text{]}.$$

Mit den Modellmaßstäben $n = 50$ und $k = 2$ sowie einer Modelllänge $l = 0,42 \text{ m}$ betragen die Modellmaße:

$$m = \frac{M}{n^2} = \frac{2148}{2500} = 0,859 \text{ [kg} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}^{-2}\text{]},$$

$$i_m = \frac{i_M}{n} = \frac{9,20}{50} = 0,184 \text{ [m]},$$

$$e = i_m \cdot \frac{\omega_T}{\omega_B} = 0,184 \cdot \frac{2,29}{1,52} = 0,279 \text{ [m]},$$

$$c = \frac{1}{8} \cdot 2,148 \cdot 0,42 \cdot \frac{2,26}{4} = 0,063 \text{ [t} \cdot \text{m}^{-1}\text{]}.$$

Der Einfluß der Dämpfung kann in exakter Form nicht vorausberechnet werden. Einen ersten Anhalt geben die von Bleich und Selberg angestellten Untersuchungen, um die Größenordnung der Gesamtdämpfung abzuschätzen. Insbesondere interessieren hierbei die von Selberg [17] an ausgeführten Hängebrücken gefundenen Ergebnisse, die für Hängebrücken von 70—160 m Stützweite gelten. Selberg gibt für das logarithmische Dekrement folgende Werte an:

Biegeschwingungen mit einem Knoten: $0,075 < \delta < 0,215$,

Torsionsschwingungen mit einem Knoten: $0,050 < \delta < 0,300$.

Die Dämpfungswerte der Rodenkirchener Brücke können wegen des elastischen Schubverbandes größer als die von Selberg angegebenen Kleinstwerte angenommen werden, so daß mit Sicherheit Dämpfungswerte von

$\delta > 0,125$ für Biegeschwingungen und

$\delta > 0,100$ für Torsionsschwingungen

erwartet werden können.

3. Versuchsdurchführung

Für die Untersuchung stand der Windkanal des Instituts für Mechanik der Technischen Hochschule Hannover zur Verfügung. Der Kanal hat einen geschlossenen Luftumlauf (Göttinger Bauart), eine offene Versuchsstrecke und einen Versuchsstrahldurchmesser von 1,50 m. Die erreichbare Höchstgeschwindigkeit beträgt etwa 50 m/sec oder 180 km/h.

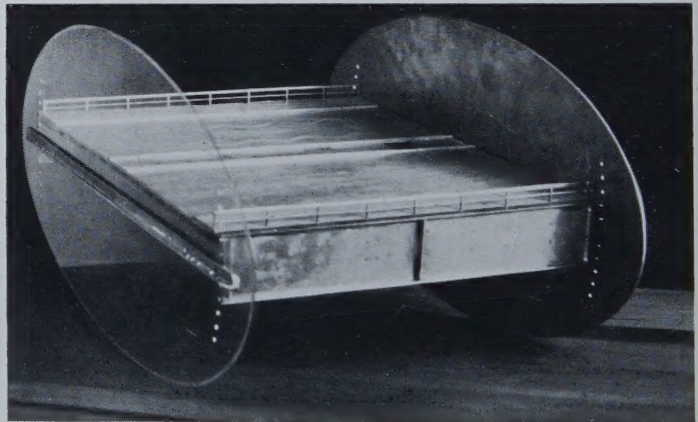


Bild 2. Ansicht des untersuchten Teilmodells von oben

3.1 Modell, Beschreibung und Aufhängung

Das Modell wurde in der Werkstatt des Instituts für Mechanik im Maßstab 1:50 hergestellt (vgl. Bild 2 und 3). Es bestand aus Messingblech und Messingprofilstäben. Für die Fahrplanplatte und die Geländer wurde Holz verwendet, damit das errechnete Modellgewicht eingehalten werden konnte. Die geometrische Ähnlichkeit ist so weit wie möglich berücksichtigt worden. Lediglich der Einfachheit halber wurden die Profile, die im Windschatten des Versteifungsträgers lagen, aus Vierkantmessing hergestellt, während die dem Wind zugekehrten Flächen maßstabsgerecht dargestellt wurden.

Die Modelllänge von $l = 0,42 \text{ m}$ ergab sich mit Rücksicht auf den Durchmesser des Windstrahles (1,5 m). Die Brückentiefe betrug $b = 0,528 \text{ m}$ und die Brückenhöhe $d = 0,065 \text{ m}$. Bei dem Schlankheitsverhältnis $b : l = 1,26$ war es notwendig, an den freien Schnittkanten Endscheiben anzubringen, die eine Umströmung verhinderten. Die Untersuchungen erfolgten mithin in zweidimensionaler Strömung. Beide Endscheiben, von denen die eine wegen der besseren Beobachtungsmöglichkeit aus Plexiglas bestand, waren fest mit dem Modell verbunden und machten dessen Bewegungen mit.

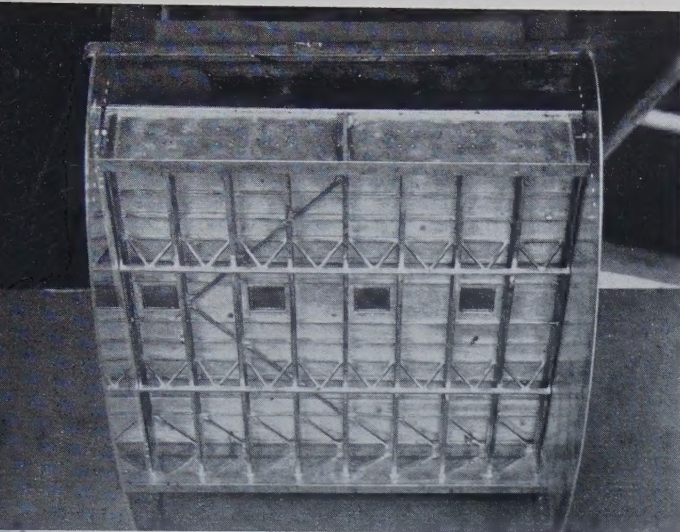


Bild 3. Ansicht des untersuchten Teilmodells von unten

Das Modell war in der Versuchsstrecke an je vier Schrauben-Federn vertikal nach oben und unten befestigt. Man erkennt aus Bild 1, daß die Federn in Windrichtung gesehen im Abstand $2e$ angebracht sind. Acht Spannschlösser, die nicht mit eingezeichnet sind, ermöglichten eine Vorspannung dieser Aufhängungen und gestatteten gleichzeitig ein genaues Ausrichten in die horizontale Ebene. Eine waagerechte Vorspannung quer zur Anströmrichtung verhinderte ein seitliches Ausweichen des Modells. Endscheiben und Modell waren so miteinander verbunden, daß nach Lösen von zwei Schrauben das Modell in einem Winkelbereich von $\tau = -15^\circ$ bis $+15^\circ$ um seine x -Achse gedreht werden konnte. Dabei blieben die Endscheiben mit der Aufhängung in der eingestellten Null-Lage. Die Anströmrichtung konnte mit einem Theodoliten auf etwa $0,1^\circ$ genau gemessen werden.

Mit Hilfe dieser Aufhängung konnte das Modell in seiner Querschnittsebene frei schwingen, d. h. es konnte Biege-, Torsions- und gekoppelte Biege-Torsions-Schwingungen ausführen.

Das Modell wurde quer zur x -Achse angeströmt.

3.2 Meßmethoden

Beobachtet und gemessen wurden Windgeschwindigkeiten, Frequenzen, Amplituden und die Lage des Schwingungsmittelpunktes bei den Kopplungsschwingungen. Für die Dämpfungsuntersuchungen waren die logarithmischen Dekremente zu bestimmen.

3.21 Windgeschwindigkeit

Die Windgeschwindigkeit wurde manometrisch in mm Wassersäule gemessen und in üblicher Weise in m/sec oder km/h umgerechnet.

3.22 Frequenzen

Die Frequenzen des Bauwerks — wobei besonders diejenigen interessierten, die bei

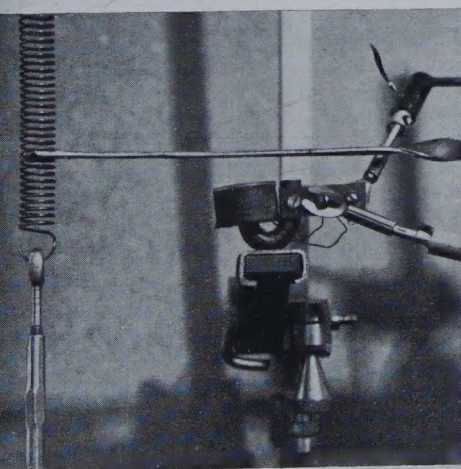


Bild 4.
Vorrichtung für die Frequenzmessung

den Schwingungen in der Nähe der kritischen Windgeschwindigkeiten, also bei den Kopplungsschwingungen, auftraten — wurden mit Hilfe der nachstehend beschriebenen Meßmethode ermittelt.

Ein schmaler Blechstreifen war an einem Ende mit einer der unteren Aufhängefedern verbunden und am anderen Ende drehbar gelagert, so daß er mit der Federfrequenz um diesen Drehpunkt auf- und abschwang konnte (Bild 4). Durch die Bewegung dieses Blechstreifens wurde die Induktivität eines unter ihm angebrachten Elektromagneten verändert. Die mechanischen Schwingungen wurden also in elektromagnetische umgewandelt.

Der Elektromagnet war mit einem Kathodenstrahl-Oszillographen verbunden, wobei die auf dessen Schirm erscheinenden Schwingungsbilder durch Überlagerung eines zerhackten 50-Herz-Wechselstromes zeitmarkiert werden konnten. Von den Schwingungsbildern wurden fotografische Aufnahmen gemacht (Bild 5, 6, 7).

Im Rahmen der zu fordernden Genauigkeit erwies sich diese Methode als brauchbar. Vergleiche mit den Frequenzen, die mit Hilfe eines Askania-Tastschwingungsschreibers bei den Ausschwingversuchen ermittelt wurden, zeigten gute Übereinstimmungen.

3.23 Amplituden

Für die Beobachtung der Schwingungsamplituden des Modells war ein Zeiger, der sich an einer Skala entlang bewegte, mit einer Aufhängefeder fest verbunden. Bei Vertikalschwingungen und bei reiner Torsion mit nicht zu großer Winkelamplitude machte das Ablesen keine Schwierigkeiten.

Bei Kopplungsschwingungen dagegen begann diese Methode ungenau und damit unzuverlässig zu werden. Die quantitative Beobachtung der Ausschläge wurde in der Nähe der kritischen Geschwindigkeit unmöglich, hier konnte die Größe der Amplituden nur noch geschätzt werden.

3.24 Schwingungsmittelpunkt

Auf der horizontalen Achse der Plexiglasscheibe war eine Punktmarkierung angebracht, die die Feststellung des Schwingungsmittelpunktes erlaubte. Bei reinen Torsionsschwingungen blieb der auf der Symmetrieachse des Querschnitts liegende Schwingungsmittelpunkt in Ruhe. Eine Verschiebung des Drehzentrums stromaufwärts bedeutete, daß das Modell Kopplungsschwingungen ausführte. Dadurch konnte neben der Frequenzaufzeichnung — die Kopplungsfrequenz liegt zwischen den Frequenzwerten für reine Biegung und reine Torsion — auch aus der Beobachtung des Schwingungsmittelpunktes qualitativ geschlossen werden, ob reine Torsions- oder gekoppelte Biege-Torsions-Schwingungen vorlagen. Das war insofern wichtig, als die Kopplung — besonders diejenige in den unteren Bereichen des Kopplungsgebietes — durch die Modellbewegung selbst nicht ohne weiteres von reiner Torsion zu unterscheiden war.

3.25 Dämpfungswerte

Für die Untersuchung über den Einfluß verschieden starker Dämpfungen auf das aerodynamische Verhalten des Modells wurden die logarithmischen Dekremente als Maß für die jeweilige Dämpfung benutzt. Sie konnten — getrennt für Biege- und Torsionsschwingungen — aus den üblichen Ausschwing-

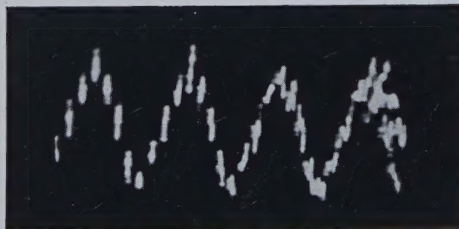


Bild 5. Biegefrequenz; $c = 0,63 \text{ kg/cm}$;
 $2e = 0,528 \text{ m}$; $f_b = 6,25 \text{ s}^{-1}$

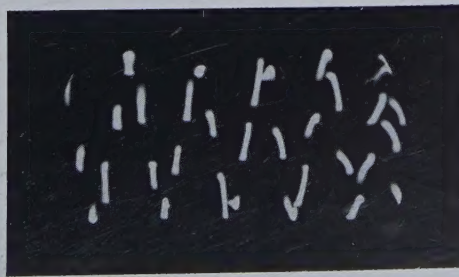


Bild 6. Torsionsfrequenz; $c = 0,63 \text{ kg/cm}$;
 $2e = 0,528 \text{ m}$; $f_t = 9,1 \text{ s}^{-1}$

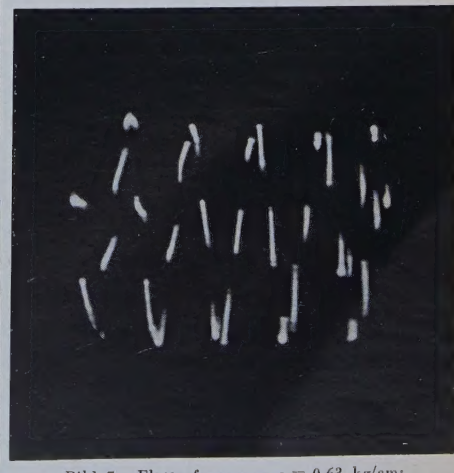


Bild 7. Flutterfrequenz; $c = 0,63 \text{ kg/cm}$;
 $2e = 0,528 \text{ m}$; $f_f = 8,25 \text{ s}^{-1}$

vorgängen in ruhender Luft, die der bereits oben genannte Tastschwingungsschreiber aufzeichnete, ermittelt werden.

Gleichzeitig wurden aus diesen Aufzeichnungen die Biege- und Torsionseigenfrequenzen des Modells für den betreffenden Dämpfungswert bestimmt. Bei der Aufzeichnung der Ausschwingkurven für den Torsionsvorgang mußte der Schwingungsmittelpunkt des um seine Längsachse sich drehenden Modells mit Hilfe von zwei angespitzten Stahlnadeln fixiert werden, die leicht in die entsprechenden Bohrungen der Endscheiben gedrückt wurden, da ohne Drehachse keine reinen Torsionsschwingungen erhalten wurden. Die an den fixierten Drehpunkten entstehende Reibung war vernachlässigbar klein.

3.3 Versuchsprogramm

Der Versuchsumfang wurde während der Messungen mehrmals erweitert, so daß schließlich die nachstehenden Versuche durchgeführt worden sind.

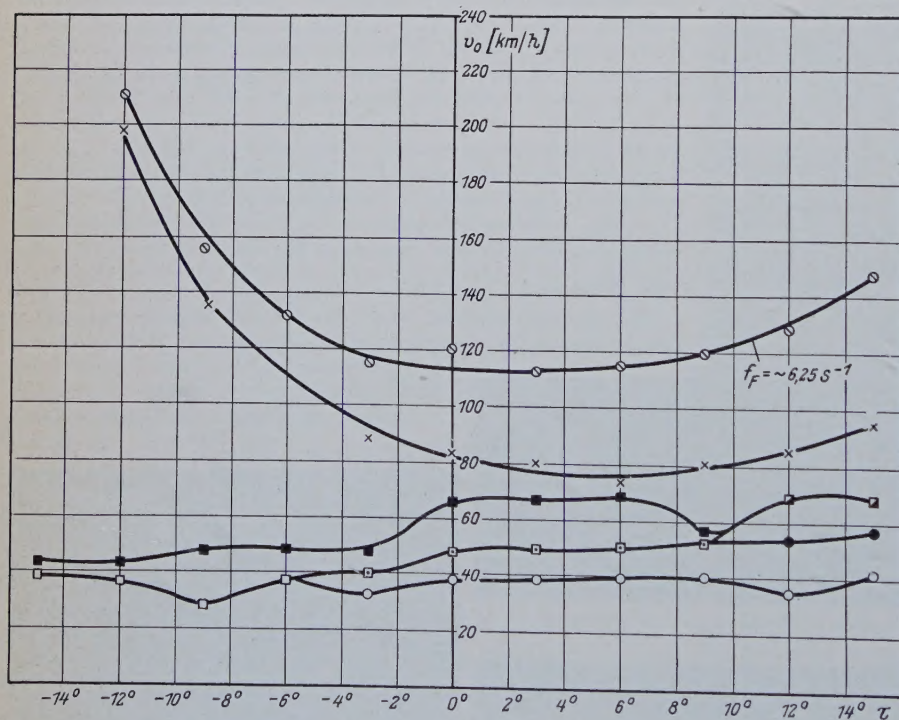
3.31 Versuche im Windkanal

1. Schwingungsverhalten des Brückenmodells in Abhängigkeit von der Federkonstanten c und dem Federabstand $2e$ oder von ω_B und ω_T ohne Einfluß der Dämpfung:

- | | | |
|-----|--|----------|
| 1.1 | $c = 0,5 \text{ kg/cm},$ | } Fall a |
| 1.2 | $e = 0,442 \text{ m},$ | |
| | $\tau = -15^\circ \text{ bis } +15^\circ;$ | |
| 1.2 | $c = 0,5 \text{ kg/cm},$ | } Fall b |
| | $2e = 0,470 \text{ m},$ | |
| | $\tau = -15^\circ \text{ und } 0^\circ;$ | |
| 1.3 | $c = 0,63 \text{ kg/cm},$ | } Fall b |
| | $2e = 0,528 \text{ m},$ | |
| | $\tau = -15^\circ \text{ bis } +15^\circ.$ | |

2. Einfluß der Dämpfung auf das Schwingungsverhalten im Wind.

3. Einfluß des Geschwindigkeitsmaßstabes k auf die Meßergebnisse:



- Beginn der Torsionsschwingungen
- Ende der Torsionsschwingungen
- Beginn der Biegeschwingungen
- Ende der Biegeschwingungen
- Ende der Torsions- und gleichzeitig Beginn der Biegeschwingungen
- Beginn und Ende von Biegeschwingungen
- × Beginn gekoppelter Schwingungen
- kritische Geschwindigkeit



Bild 8. Kritische Windgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Anströmwinkel τ
($c = 0,5 \text{ kg/cm}; 2e = 0,442 \text{ m}$)

- | | | |
|-----|------------------------------------|-------------------------|
| 3.1 | $k = 1, c_1 = 2,52 \text{ kg/cm},$ | $2e = 0,420 \text{ m},$ |
| | $k = 2, c_2 = 0,63 \text{ kg/cm},$ | $\tau = 0^\circ;$ |
| | $k = 3, c_3 = 0,28 \text{ kg/cm};$ | |
| 3.2 | $k = 1, c_1 = 2,52 \text{ kg/cm},$ | $2e = 0,528 \text{ m},$ |
| | $k = 2, c_2 = 0,63 \text{ kg/cm},$ | $\tau = 0^\circ.$ |
| | $k = 3, c_3 = 0,28 \text{ kg/cm};$ | |

3.32 Versuche im Wasserkanal

Qualitative Untersuchungen des Modells bei verschiedenen Anström winkeln τ .

4. Versuchsergebnisse

4.1 Windkanalversuche

4.11 Versuchsreihe 1.1 und 1.2

Zunächst wurde das aerodynamische Verhalten für zwei verschiedene Biege- und Torsions-Eigenfrequenzen untersucht. Diese beiden Fälle stellen einen unteren (Fall a) und einen oberen (Fall b) Grenzwert für die errechneten Biege- und Torsionseigenfrequenzen der Brücke dar. Dabei stand von Anfang an fest, daß das wirkliche Verhalten der Brücke näher zum oberen als zum unteren Grenzwert liegt.

Für den Fall a wurde das Verhalten des Modells im Wind bei verschiedenen Windgeschwindigkeiten und in einem Anströmwinkelbereich von $\tau = -15^\circ$ bis $\tau = +15^\circ$ beobachtet. Vorversuche hatten ergeben, daß das Modell schon bei relativ niedrigen Windgeschwindigkeiten (etwa bei 50 km/h) zu Schwingungen mit begrenzter Amplitude neigte, was durch die Hauptmessungen bestätigt wurde (vgl. Bild 8). Bei einer Windgeschwindigkeit von etwa 40 km/h begann das Modell unvermittelt zu schwingen, und zwar traten zunächst reine Torsionsschwingungen auf, die über einen mehr oder minder großen Bereich bei Erhöhung der Windgeschwindigkeit anhielten. Auf die Torsionsschwingungen folgten Biegeschwingungen. Zwischen den Winkeln $\tau = -3^\circ$ und $\tau = +9^\circ$ war ein unmittelbarer Übergang zu den Biegeschwingungen festzustellen, während bei $\tau > +9^\circ$ das Modell zunächst wieder zur Ruhe kam, um dann bei etwa $v = 70 \text{ km/h}$ Ansätze zu vertikalen Schwingungen zu zeigen,

die jedoch sofort abklangen. Bei Anstellwinkeln $\tau < -6^\circ$ konnten nur Biegeschwingungen beobachtet werden, die sich demnach über den gesamten Anstellwinkelbereich erstreckten (vgl. Bild 8). Sie dauerten zwischen $\tau = 0^\circ$ und $\tau = +6^\circ$ bis zu einer Geschwindigkeit $v = 70 \text{ km/h}$ an.

Die Amplituden der in diesem Geschwindigkeitsbereich von $v = 35$ bis maximal 70 km/h beobachteten Schwingungen erreichten Höchstwerte von 19 mm für die Torsion und von 30 mm für die Biegung (Doppelamplituden). Nach Abklingen der Biegeschwingungen blieb das Modell bei weiterer Erhöhung der Geschwindigkeit zunächst in Ruhe, bis bei einer bestimmten stark von τ abhängigen Geschwindigkeit das Modell Koppelschwingungen ausführte, die bis zur kritischen Geschwindigkeit andauerten. Eingeleitet wurden diese Schwingungen mit reinen Torsionsschwingungen, die bei Erhöhung der Geschwindigkeit sehr schnell in gekoppelte Biege-Torsionsschwingungen übergingen. Diese Ablösung der Torsion durch die Kopplung vollzog sich viel rascher als mit dem Auge festzustellen war. Wenn auch bei visueller Beobachtung die Torsion scheinbar länger erhalten blieb, so zeigten die Frequenzmessungen doch, daß das Modell sehr bald nach Beginn der Schwingungen mit einer Frequenz schwang, die zwischen seiner Biege- und seiner Torsionseigenfrequenz lag. Der beim Beginn dieser Schwingung nur wenig unter der Torsionsfrequenz liegende Zahlenwert der Kopplungsfrequenz wurde mit zunehmender Geschwindigkeit geringer und erreichte bei der kritischen Geschwindigkeit seinen niedrigsten Wert (Flutterfrequenz f_F).

Die im Kopplungsbereich auftretenden Schwingungen begannen mit sehr kleinen Amplituden, die mit wachsender Windgeschwindigkeit zunahmen. Bei konstanter Windgeschwindigkeit schwang das Modell mit einer zu dieser Geschwindigkeit gehörenden konstanten Amplitude. Dieses Verhalten änderte sich erst bei Erreichen der kritischen Geschwindigkeit. Ein plötzliches katastrophales Anwachsen der Schwingungsausschläge war die Folge.

Vom Beginn der Kopplungsschwingungen bis zum Erreichen der Instabilitätsgrenze wanderte der Schwingungsmittelpunkt von der x -Achse windaufwärts. Die größte Auslenkung wurde bei $\tau = +15^\circ$ mit etwa $1/10$ bis $1/5$ der Brückentiefe b beobachtet.

Die Unsymmetrie der Stabilitätsgrenze zum Anströmwinkel erklärt sich aus dem ebenfalls unsymmetrischen U-Querschnitt des Modells. Bei Anströmen von oben ($\tau < 0^\circ$) ist die Stabilität am größten. Zwischen $\tau = -3^\circ$ und $\tau = +6^\circ$ verläuft die Kurve annähernd horizontal bei einer Windgeschwindigkeit von etwa 115 km/h. Dieser Wert bedeutet gleichzeitig das Minimum der kritischen Geschwindigkeit. Von $\tau > +6^\circ$ wurde das Verhalten des Modells wieder etwas günstiger. Eine Erhöhung der Torsionssteifigkeit durch Vergrößerung des Federabstandes $2e$ von 0,442 m auf 0,470 m brachte keinen nennenswerten Gewinn. Es ergab sich für $\tau = 0^\circ$ nur eine Verbesserung der kritischen Geschwindigkeit um rund 9 km/h auf 124 km/h. Die Schwingungen bei Geschwindigkeiten bis zu 70 km/h traten fast in den gleichen Bereichen auf wie bei kleinerem Federabstand. Dieses Schwingungsverhalten des Modells wird in den wesentlichen Teilen durch amerikanische Untersuchungen bestätigt. Bleich [6] stellt fest, daß bei trägerversteiften Hängebrücken, zu denen Rodenkirchen gehört, die kritische Windgeschwindigkeit, die das Modell zu gefährlichen Schwingungen anregt, bei Windangriffswinkeln um 0° am niedrigsten ist. Bei fachwerkversteiften Brücken ist es umgekehrt. Hier ist die kritische Geschwindigkeit des Windes bei $\tau = 0^\circ$ am höchsten und nimmt mit größer werdendem τ ab. Bleich führt das Verhältnis $\frac{d}{b}$ (Höhe des Versteifungsträgers zur Brückenbreite) ein. Die Windgeschwindigkeit v , bei der die kritische Erregung beginnt, ist beträchtlich höher, wenn $\frac{d}{b}$ kleiner wird. Vertikalschwingungen im unteren Geschwindigkeitsbereich werden nicht katastrophal, solange $\frac{d}{b}$ den Wert 0,2 nicht überschreitet. Für Rodenkirchen liegt das Verhältnis $\frac{d}{b}$ bei 0,126, also wesentlich darunter. Wird $\frac{d}{b} \leq 0,06$, so verhält sich ein Brückenquerschnitt ähnlich wie eine dünne ebene Platte.

4.12 Versuchsreihe 1.3
Für den Fall b mit $\omega_T^2 = 5,88 \text{ s}^{-2}$ — also dem Federabstand $2e = 0,528 \text{ m}$ — wurde die Windstabilität des Modells in Abhängigkeit von v und τ in gleicher Weise untersucht wie für Fall a.

Die Ergebnisse dieser Messungen zeigt Bild 9. Qualitativ verlaufen die Kurven ähnlich wie die des Bildes 8. Die niedrigste kritische Geschwindigkeit ergibt sich bei etwa $\tau = +3^\circ$ mit $v_0 = 145 \text{ km/h}$ gegenüber 115 km/h im Falle a. Die gekoppelten Schwingungen beginnen im ungünstigsten Fall bei etwa $v_0 = 100 \text{ km/h}$. Durch die Erhöhung der Steifigkeit ist das Verhalten des Modells in der Nähe der kritischen Geschwindigkeit merklich günstiger, zumal auch die Instabilitätsgrenze mit zunehmendem negativen τ steil ansteigt. Für das Gebiet $\tau < -4^\circ$ war bis zu 240 km/h keine Instabilität zu beobachten.

Die Torsions- und Biegeschwingungen, die bei den niedrigen Geschwindigkeiten im Fall a aufgetreten waren, wurden auch bei den größeren Steifigkeiten des Falles b beobachtet. Eine weitere Erhöhung der Torsionssteifigkeit auf $\omega_T^2 = 6,35 \text{ s}^{-2}$ (Federabstand $2e = 0,600 \text{ m}$) oder $\frac{\omega_T}{\omega_B} = 1,59$ brachte für $\tau = 0^\circ$ zwar eine weitere Verschiebung der Instabilitätsgrenze auf 183,0 km/h (Beginn der

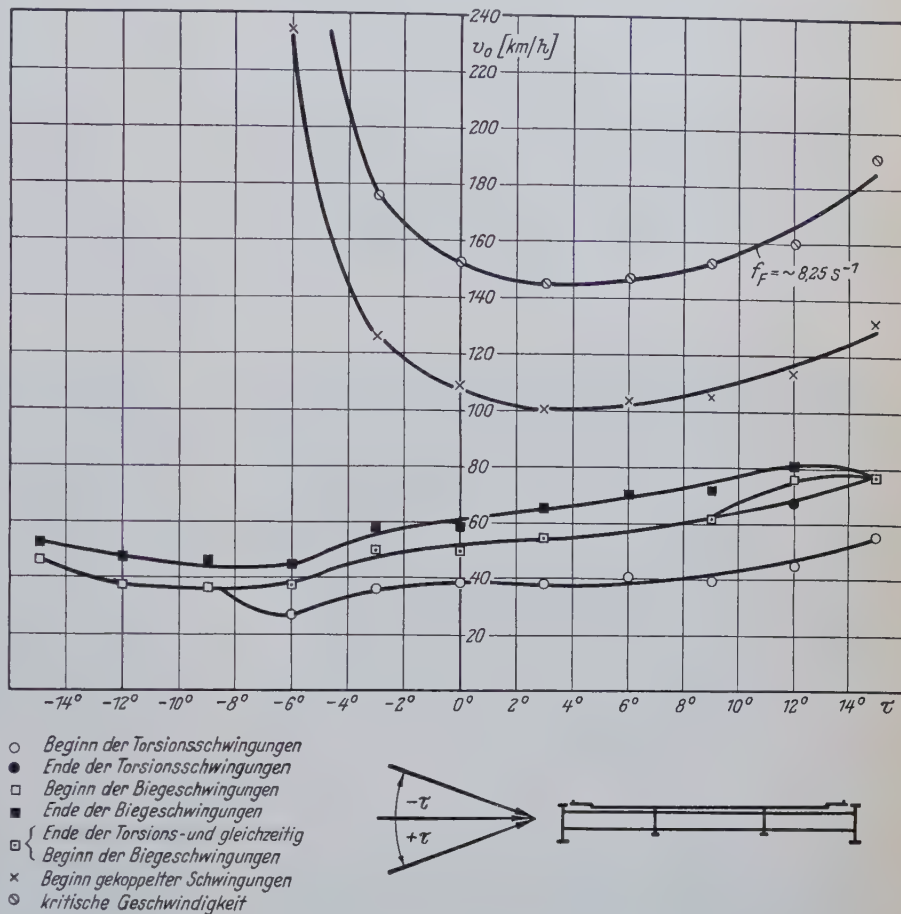


Bild 9. Kritische Windgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Anströmwinkel τ ($e = 0,63 \text{ kg/cm}$; $2e = 0,528 \text{ m}$)

Kopplungsschwingungen bei 140 km/h), schaltete aber die Schwingungen zwischen 40 und 70 km/h nicht aus. Allerdings schwang bei diesen Windgeschwindigkeiten das Modell mit Amplituden, deren Höchstwerte nur ein Drittel der Maximalausschläge des Falles a betrugen.

4.13 Versuchsreihe 2

Bei der folgenden Versuchsreihe kam es darauf an, den Einfluß der Dämpfung auf das Verhalten des Brückenquerschnittes im Winde zu verfolgen. Die bei der vorliegenden Versuchsanordnung wirksame Dämpfung setzte sich aus der Eigendämpfung der Aufhängung und der Luftdämpfung des Modells zusammen.

Am Original treten als weitere Dämpfungen die innere Werkstoff- und die äußere Reibungsdämpfung hinzu; mithin ist der Dämpfungswert am Original größer als am Modell. Bei der Rodenkirchener Brücke konnte wegen der möglichen Relativverschiebungen des zwischen Stahlträger und Fahrbahnplatte angeordneten elastischen Verbandes ein besonders hoher Dämpfungswert erwartet werden. Da — wie schon erwähnt — eine genaue Vorausberechnung der Dämpfungswerte nicht möglich ist, sollte in dieser Versuchsreihe diejenige kritische Dämpfung festgestellt werden, die gerade ausreicht, um die Schwingungen in den unteren Geschwindigkeitsbereichen auszuschalten.

Das Verhalten des Modells wurde bei sechs verschiedenen Dämpfungswerten untersucht, deren logarithmische Dekremente δ sowie die entsprechenden Frequenzen f in der Tafel I zusammengestellt sind.

Tafel I. Zusammenstellung der logarithmischen Dekremente δ sowie der Frequenzen f bei verschiedenen Dämpfungswerten D

Dämpfung	Frequenzen		f_t/f_b	log. Dekremente δ	
	Biegeschwingungen f_b [s ⁻¹]	Torsionsschwingungen f_t [s ⁻¹]		Biegeschwingungen	Torsionsschwingungen
D_1	6,3	10,01	1,590	0,049	0,033
D_2	6,24	9,75	1,562	0,069	0,085
D_3	6,17	9,55	1,547	0,086	0,116
D_4	6,13	9,4	1,532	0,090	0,128
D_5	6,125	9,35	1,525	0,106	0,137
D_6	6,125	9,4	1,533	0,115	0,150

Die Dämpfung D_1 entspricht der Eigendämpfung des Modells einschließlich der Aufhängung.

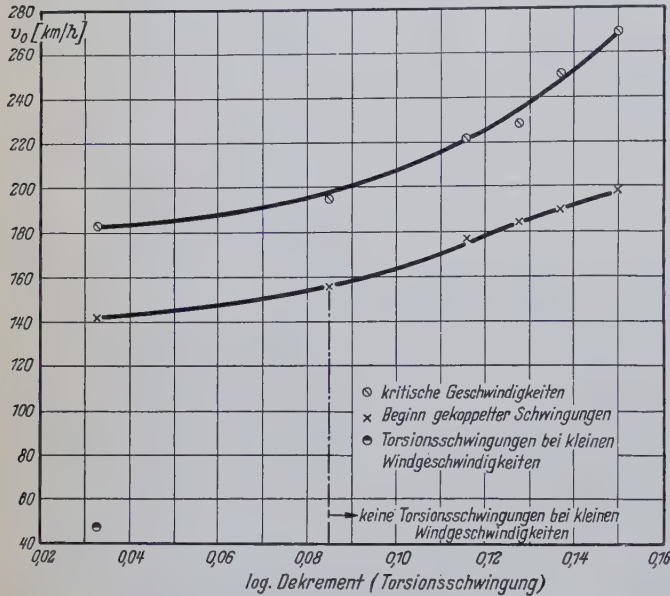


Bild 10. Kritische Windgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom logarithmischen Dekrement der Torsion ($\tau = 0^\circ$; $c = 0,63$ kg/cm; $\frac{\omega T}{\omega B} = 1,59$)

Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in den Bildern 10, 11, 12 aufgezeigt. Auf den Abszissenachsen sind die logarithmischen Dekremente aufgetragen, die ein Maß für die Dämpfung darstellen und aus Auschwingvorgängen ermittelt wurden.

Die in den Bildern 10 und 11 aufgetragenen Werte für die logarithmischen Dekremente der Dämpfung D_1 (Eigendämpfung des Modells) decken sich natürlich mit den entsprechenden Werten der vorhergehenden Messungen, die Werte für die kritischen Geschwindigkeiten sind also die gleichen wie vorher.

Aber schon die Dämpfung D_2 , die sich aus der Eigendämpfung und einer geringen zusätzlichen Dämpfung zusammensetzt, reichte aus, um die bei den vorhergehenden Versuchen bei geringen Windgeschwindigkeiten beobachteten Torsionsschwingungen zu verhindern. Das Modell führte bei $v = 50$ km/h keine Torsionsschwingungen aus. Wie zu erwarten war, steigt außerdem bei zunehmender Dämpfung sowohl die Grenze für den Beginn der Kopplungsschwingungen als auch die Grenze der kritischen Geschwindigkeiten an. Die Werte für die kritische Geschwindigkeit sind in dem Bild 11 über dem logarithmischen Dekrement für Biegung aufgetragen.

Bis zu der Dämpfung D_4 zeigten sich im Bereich der unteren Windgeschwindigkeiten Biegeschwingungen. Erst bei D_5 blieb das Modell bis zum Kopplungsbeginn auch ohne Biegeschwingung. Das Bild 12 zeigt die beobachteten Maximalwerte der Biegeamplituden. Bei D_1 schwingt das Modell mit einer Doppelamplitude von etwa 8 mm. Mit zunehmender Dämpfung werden die Amplituden kleiner und sind bei D_5 ($\delta = 0,106$) gleich Null.

Die Dämpfungsversuche ergaben also, daß die Biege- und Torsionsschwingungen, die je nach den vorgegebenen Steifigkeiten

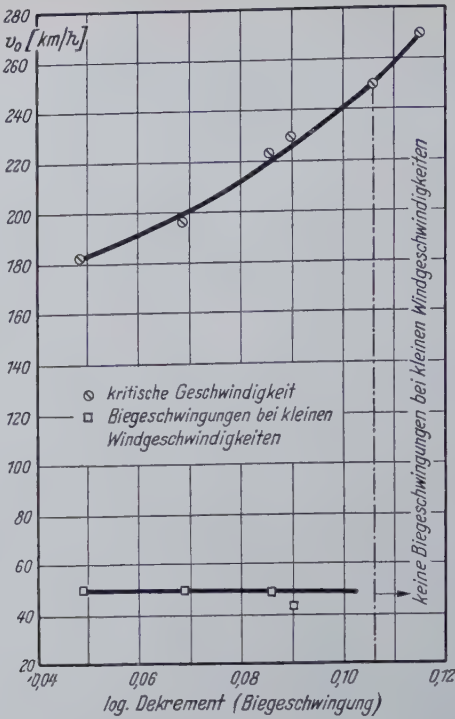


Bild 11. Kritische Windgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom logarithmischen Dekrement der Biegung ($\tau = 0^\circ$; $c = 0,63$ kg/cm; $\frac{\omega T}{\omega B} = 1,59$)

zwischen 40 und 70 km/h liegen, mit genügend großer Dämpfung ausgeschaltet werden können. Bei der vorliegenden Versuchsanordnung und den hier benutzten Werten für $\frac{\omega B}{\omega T} = 1,59$, $c = 0,63$ kg/cm und $k = 2$ war für die Beseitigung dieser Schwingungen ein logarithmisches Dekrement für die Biegung von $\delta = 0,106$ und ein logarithmisches Dekrement für die Torsion von $\delta = 0,085$ erforderlich.

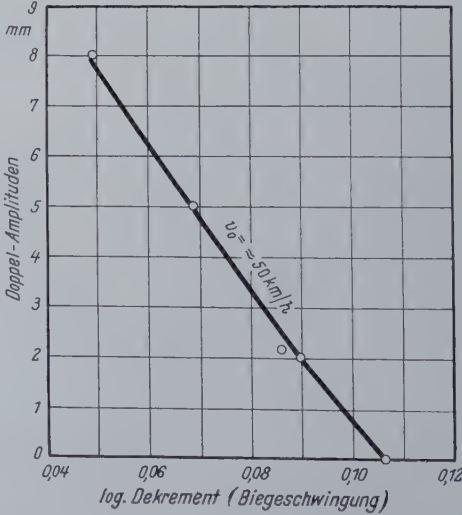


Bild 12. Biegeschwingungsamplituden in Abhängigkeit vom logarithmischen Dekrement der Biegung ($\tau = 0^\circ$; $c = 0,63$ kg/cm; $\frac{\omega T}{\omega B} = 1,59$)

Bei den theoretischen Überlegungen waren auf Grund der in der Literatur angegebenen Werte die logarithmischen Dekremente für die Biegung zu $\delta \approx 0,125$ und für die Torsion zu $\delta \approx 0,100$ angenommen. Die Dämpfungsfähigkeit der Brücke ist also größer als sie zur Vermeidung der Schwingungen in den Geschwindigkeitsbereichen zwischen 40 und 70 km/h notwendig wäre. Die kritischen Windgeschwindigkeiten liegen für diese theoretischen Dämpfungswerte weit über 200 km/h.

4.14 Versuchsreihe 3

Wegen der im Windkanal nur begrenzt zur Verfügung stehenden Windgeschwindigkeiten ist es notwendig, bei Versuchen über Windstabilität von Hängebrücken mit einer um den Geschwindigkeitsfaktor k verringerten Modellgeschwindigkeit zu arbeiten. Je höher die zu erwartende kritische Geschwindigkeit liegt, um so größer muß k gewählt werden. Der Faktor $k = 2$ bedeutet, daß die Geschwindigkeit am Original doppelt so groß ist, wie die jeweils am Modell ermittelte.

Mit der Versuchsreihe 3 sollte festgestellt werden, ob durch die Einführung von $k \neq 1$ die Meßergebnisse beeinflußt werden. Die Ergebnisse dieser Untersuchung, die ohne zusätzliche Dämpfung durchgeführt wurde, sind in Tafel II aufgezeichnet.

Der Federabstand $2e = 0,420$ m entsprach einer Biegeeigenfrequenz des Originals von $\omega_B^2 = 2,518 \text{ s}^{-2}$ und einer Torsionseigenfrequenz von $\omega_T^2 = 3,72 \text{ s}^{-2}$. Da das Modell auch bei Fall b in den unteren Geschwindigkeitsbereichen instabil war, wurde die Torsionssteifigkeit auf $\omega_T^2 = 5,88 \text{ s}^{-2}$ (Federabstand $2e = 0,528$ m) erhöht.

Ein Vergleich der Werte in der Tafel II zeigt fast genaue Übereinstimmung für die kritischen Geschwindigkeiten. Bei den unteren Geschwindigkeiten sind die Differenzen größer, und zwar liegt im

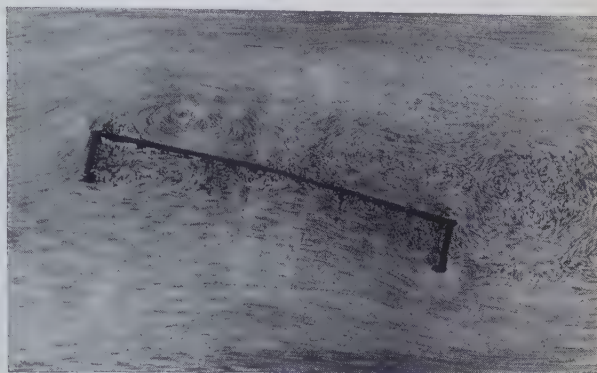


Bild 16. Modellumströmung im Wasserkanal; Anströmwinkel $\tau = +15^\circ$



Bild 13. Modellumströmung im Wasserkanal
(Anströmung von links nach rechts); $\tau = 0^\circ$

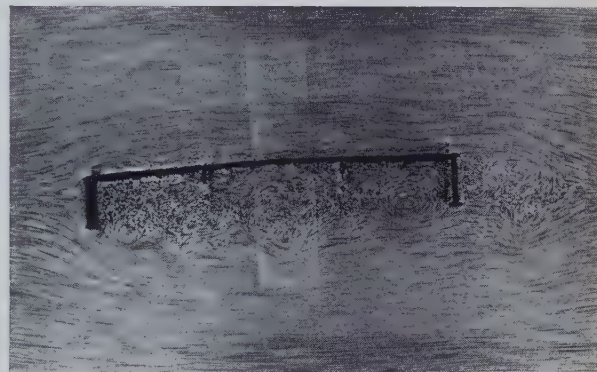


Bild 17. Modellumströmung im Wasserkanal;
Anströmwinkel $\tau = -5^\circ$

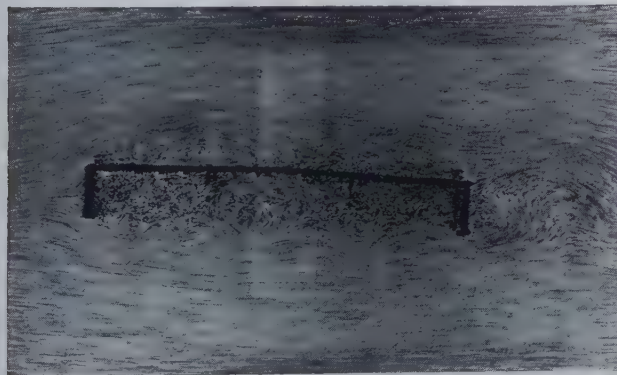


Bild 14. Modellumströmung im Wasserkanal; Anströmwinkel $\tau = +5^\circ$

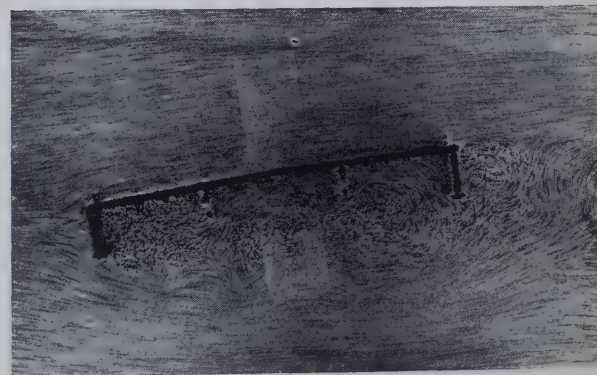


Bild 18. Modellumströmung im Wasserkanal; Anströmwinkel $\tau = -10^\circ$



Bild 15. Modellumströmung im Wasserkanal; Anströmwinkel $\tau = +10^\circ$

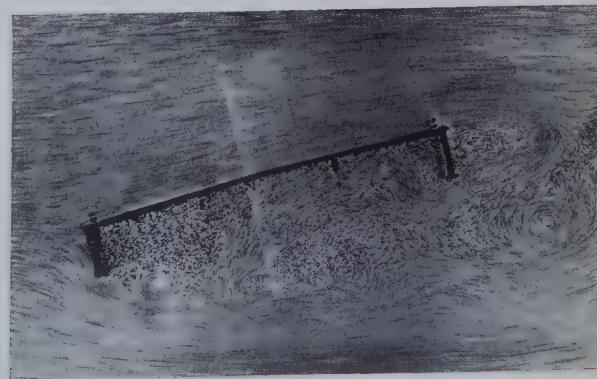


Bild 19. Modellumströmung im Wasserkanal; Anströmwinkel $\tau = -15^\circ$

Tafel II. Zusammenstellung der gemessenen Daten bei verschiedenen gewählten Geschwindigkeitsfaktoren k

Schwungsform	2 e = 0,420 m			2 e = 0,528 m		
	Windgeschw. km/h			Windgeschw. km/h		
	k = 1	k = 2	k = 3	k = 1	k = 2	k = 3
Beginn sehr leichter Biegeschwingungen	19,73			18,74		
Beruhigung	24,5			26,84		
Beginn leichter Torsion	29,52	31,3		33,98	44,1	
Ende leichter Torsion	38,37			44,0	58,2	
Beginn leichter Biegeschwingungen	40,5	47,35	49,25	44,0	58,2	52,2
Ende leichter Biegeschwingungen	54,95	66,76	64,8	55,2	70,44	63,64
Beginn der Kopplungsschwingungen	73,72	93,28	95,2	99,75	117,8	127,8
Kritische Geschwindigkeit	124,8	126,5	128,6	152,6	152,8	157,5

allgemeinen bei größerem k auch die ermittelte Geschwindigkeit höher. Die Erklärung hierfür ist einfach: Bei der Untersuchung wurde die Geschwindigkeit punktwiese erhöht. Diese Abstufung, deren Größe durch die vorgegebene Regelbarkeit des Gebläses nach unten begrenzt ist, wurde so klein wie möglich gehalten. Wenn man nun mit einem Geschwindigkeitsmaßstab $k = 3$ arbeitet, so beträgt die Geschwindigkeitssteigerung von Punkt zu Punkt gegenüber einem Faktor $k = 1$ bei gleicher Abstufung am Original das Dreifache. Dadurch kommt man — die Trägheit des Schwingensystems begünstigt diesen Vorgang — leichter über den Beginn oder das Ende einer Schwingung hinweg, wenn $k > 1$ ist. Bei den sehr niedrig liegenden Windgeschwindigkeiten bleiben aus diesem Grunde sogar Schwingungen mit kleinen Amplituden unbemerkt (vgl. Tafel II). Die Werte für die kritischen Geschwindigkeiten stimmen deshalb besser überein, weil der Übergang zur katastrophalen Instabilität sehr plötzlich erfolgt und der Beginn der kritischen Geschwindigkeit leichter beobachtet werden kann.

Die Versuchsreihe 3 beweist also, daß durch die Anwendung eines Geschwindigkeitsfaktors k die Meßergebnisse nicht beeinflußt werden.

4.2 Wasserkanalversuche

Versuchsreihe 2.1

Die Bilder 13—19 vermitteln anschaulich die zweidimensionale Umströmung des Modellquerschnittes bei verschiedenen Winkeln τ . Für $\tau < 0$, also bei Windeinfall von oben, liegt die Strömung auf der Fahrbahnseite glatt an. Nur unter der Brücke ist die Strömung verwirbelt. Bei horizontalem Wind löst sich an der Anströmkannte in der Nähe des Geländers die Strömung ab, legt sich aber etwa in der Mitte des Querschnitts wieder an die Fahrbahn an. Vergrößert man den Winkel τ , so erstreckt sich schließlich diese Strömungsablösung auf der Oberseite über die ganze Brückenbreite.

5. Zusammenfassung

Das aerodynamische Verhalten eines Teilmodells der Hängebrücke Köln-Rodenkirchen, das für verschiedene Biege- und Torsionseigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit v und dem Anströmwinkel τ im Windkanal untersucht wurde, läßt sich wie folgt in Kürze zusammenfassen.

Wird nur die Eigendämpfung des Modells berücksichtigt, also die im Bauwerk außerdem vorhandene Reibungs- und innere Werkstoffdämpfung zunächst außer acht gelassen, so sind bei wachsender Windgeschwindigkeit zwei kritische Bereiche zu beobachten, nämlich bei Windgeschwindigkeiten zwischen 40 und 70 km/h, bei denen Biege- und Torsionsschwingungen mit z. T. erheblichen Amplituden beobachtet werden, und bei Windgeschwindigkeiten von etwa 200 km/h, die instabile Schwingungen hervorrufen.

Die bei mittleren Windgeschwindigkeiten von 40 bis 70 km/h auftretenden Schwingungsausschläge können durch Erhöhung der Steifigkeit des Tragwerkes zwar verkleinert, jedoch nicht beseitigt oder auf ein unbedenkliches Maß herabgedrückt werden. Wie aus Bild 12 hervorgeht, schwingt das Modell bei dem Größtwert der Steifigkeit und einer Windgeschwindigkeit von 50 km/h mit einer Doppelamplitude von etwa 8 mm, die — umgerechnet auf die Brücke — einer Amplitude von ± 200 mm um die Ruhelage entspricht.

Bei Einsatz von Dämpfern werden diese bei mittleren Windgeschwindigkeiten auftretenden Schwingungsausschläge mit wachsender Dämpfung sehr rasch wesentlich reduziert und sind schon bei Dämpfungswerten, die noch unterhalb der in der Brücke zu erwar-

tenden Dämpfungsfaktoren liegen, von unbeträchtlicher Größe. Diese Ergebnisse werden durch Beobachtungen an der inzwischen fertiggestellten Brücke bestätigt. Bei einer Windgeschwindigkeit von etwa 50 km/h wurden am fertigen Bauwerk Schwingungsausschläge von nur ± 15 bis 20 mm festgestellt. Werden diese tatsächlich gemessenen Ausschläge nun umgekehrt dazu benutzt, um in roher Annäherung Aufschluß über die wirkliche Gesamtdämpfung der Brücke zu erhalten, so ergibt die Umrechnung der am Original beobachteten Amplituden von 15 bis 20 mm Modellausschläge von 0,3 bis 0,4 mm oder Doppelamplituden von 0,6 bis 0,8 mm. Aus Bild 12 werden zu diesen Schwingungsweiten zugehörige Dämpfungswerte von $\delta = 0,10$ und $0,105$ abgelesen. Diese Dämpfungswerte sind nur um ein geringes niedriger als die von Selberg für Hängebrücken mit $\delta \approx 0,125$ und $0,100$ angegebenen Werte. Die Übereinstimmung ist relativ gut, wenn man berücksichtigt, daß die Angaben über Windgeschwindigkeit und Schwingungsausschläge bei den Beobachtungen am fertigen Bauwerk nicht sehr genau sind, sondern nur Mittelwerte darstellen.

Bei den vorgenannten Dämpfungswerten liegt die Windgeschwindigkeit, bei der am Modell instabile Schwingungen auftreten, über 200 km/h. Da diese kritische Windgeschwindigkeit beträchtlich über den tatsächlich vorkommenden Windgeschwindigkeiten liegt, darf aus den Untersuchungen geschlossen werden, daß am fertigen Bauwerk keine kritischen widerregten Schwingungen auftreten werden.

Schrifttum

- [1] Steinman, D. B.: Suspension Bridges. The Aerodynamic Problem and its Solution. Abh. d. Intern. Vereinig. Brückenbau u. Hochbau, Bd. 14 (1954), S. 209/251, Verlag Leemann, Zürich, mit ausführlichem Verzeichnis der seit 1941 vom gleichen Verfasser erschienenen Veröffentlichungen.
- [2] Aerodynamic Stability of Suspension Bridges with special Reference to the Tacoma Narrows Bridge. University of Washington Engineering Experiment Station, Bulletin No. 116, Part I—V.
Part I: Farquharson, F. B.: Investigations prior to October, 1941 (June 1949),
Part II: Smith, F. C., und G. S. Vincent: Mathematical Analysis (Oct. 1950),
Part III: Farquharson, F. B.: The Investigation of Models of the Original Tacoma Narrows Bridge under the Action of Wind (June 1952),
Part IV: Farquharson, F. B.: Model Investigations which influenced the Design of the new Tacoma Narrows Bridge (April 1954),
Part V: Vincent, G. S.: Extended Studies: Logarithmic Decrement Field Damping, Prototype Predictions, for other Bridges (June 1954).
- [3] Bleich, F.: Dynamic Instability of truss-stiffened Suspension Bridges under Wind Action. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. 74 (1948) und Transactions of Amer. Soc. Civ. Eng. 114 (1949).
- [4] Mühlenhoff, F.: Der Entwurf von Brücken mit Rücksicht auf den Winddruck. Bautechn. 26 (1949), S. 57, 188, 282, 348, 380 und 27 (1950), S. 164, 308.
- [5] Walting, F. W.: Schwingungen von Hängebrücken unter Windeinwirkung. Abh. aus dem Stahlbau, Heft 10 (1951), S. 36/54, Industrie- u. Handelsverlag Walter Dorn GmbH, Bremen.
- [6] Farquharson, F. B.: Model Verification of the classical Flutter Theory as adapted to the Suspension Bridge. Abh. d. Intern. Vereinig. Brückenbau u. Hochbau, Bd. 12 (1952), S. 147/66, Verlag Leemann, Zürich.
- [7] Vincent, G. S.: Mathematical Prediction of Suspension Bridge. Behavior in Wind from Dynamic Section Model Tests. Abh. d. Intern. Vereinig. Brückenbau u. Hochbau, Bd. 12 (1952), S. 303/24, Verlag Leemann, Zürich.
- [8] Scruton, C.: An Investigation of the Oscillations of Suspension Bridges in Wind. Int. Vereinig. Brückenbau u. Hochbau, 4. Kongreß, Vorbericht, 1952, S. 37/55.
- [9] Walting, F. W.: Windkräfte, Schwingungen, aerodynamische Stabilität. Die neue Köln-Mühlheimer Brücke 1951, S. 46/52, herausgegeben von der Stadt Köln.
- [10] Klingenberg, W.: Der Wiederaufbau der Hängebrücke über den Rhein bei Rodenkirchen. Stahlbau 22 (1953), H. 6, S. 130/37.
- [11] Homberg, H.: Die neue Autobahnbrücke über den Rhein in Rodenkirchen bei Köln. Stahlbau 24 (1955), H. 7, S. 153/57, H. 8, S. 177/86.
- [12] Barbré, R.: Die Stahlkonstruktion der neuen Hängebrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen. Stahlbau 25 (1956), H. 2, S. 25/31, H. 3, S. 66/71.
- [13] Biezeno-Grammel: Technische Dynamik, Berlin 1953, S. 175, Springer-Verlag.
- [14] Collatz: Eigenwertprobleme und ihre numerische Behandlung. Leipzig 1945, S. 224, Akademische Verlagsgesellschaft Becker & Erler K.G.
- [15] Moppert, H.: Statische und dynamische Berechnung erdverankerter Hängebrücken mit Hilfe von Greenschen Funktionen und Integralgleichungen. Veröffentl. d. Deutschen Stahlbau-Verbandes, Heft 9, Köln 1953, Stahlbau Verlags GmbH.
- [16] Heilig, R.: Der Verbundträger mit beliebiger offener Profilform. Stahlbau 21 (1952), H. 10, S. 186/89.
- [17] Selberg, A.: Dampening Effect in Suspension Bridges. Abh. d. Intern. Vereinig. f. Brückenbau u. Hochbau Bd. 10 (1950), S. 183/98.
- [18] Scruton, C.: An Experimental Investigation of the Aerodynamic Stability of Suspension Bridges. Int. Vereinig. Brückenbau und Hochbau, III. Kongreß, Vorbericht (1948), S. 463/73.
- [19] Hirai, A.: Aerodynamic Stability of Suspension Bridges under Wind Action. Int. Vereinig. Brückenbau und Hochbau, V. Kongreß, Vorbericht (1956), S. 213/39.

Schwimmkörper als Montagehilfsmittel im Stahlbrückenbau

Von Dipl.-Ing. Hans Jacobi, Dortmund

DK 624.057.3 Einschwimmen fertiger Bauwerke

1. Allgemeines

Die Verwendung von Schwimmkörpern bei Montagen über Wasser ist nicht nur als Ingenieuraufgabe reizvoll. Sie führt darüber hinaus oft zu überraschenden Vereinfachungen sonst komplizierter und schwieriger Vorgänge, insbesondere, wenn die Möglichkeit besteht, diese Vorgänge innerhalb des gleichen Bauvorhabens zu wiederholen. Dazu bietet der Wassertransport die bekannten Vorteile beim Transport großer und schwerer Teile, so daß die Zusammenfassung von Bauteilen zu größeren Einheiten ermöglicht wird.

Selten aber werden solche Schwimmgefäße in ausreichender Menge für derartige Vorgänge im heimischen Montagepark vorhanden sein und mit den sonst erforderlichen Geräten und Werkzeugen zur Baustelle versandt werden können. Überwiegend ist der Montageingenieur darauf angewiesen, am Ort Gebräuchliches und Vorhandenes zu benutzen, wobei er sein Vorstellungsvermögen erheblich anstrengen muß, um das Vorgefundene mit dem geplanten Vorgang in Einklang zu bringen.

Der Bereich des Verwendbaren umfaßt alles, angefangen von leeren Behältern unterschiedlicher Größe über Pontons, Arbeitsschuten, Lastkähne, Motorkähne bis zu den in größeren Häfen oder bei Werften vorhandenen Schwimmdocks.

Mit der Auswahl geeigneter Schwimmgefäße verbunden ist das eingehende Studium der Wasserverhältnisse, Wassertiefen und Wasserbewegungen und der Anlegemöglichkeiten, insbesondere an dem Ort, wo die Last aufgenommen, wie auch dort, wo sie wieder abgegeben werden soll. Je länger der Weg zwischen beiden ist, um so wichtiger sind die Witterungs- und Strömungsverhältnisse, denen der Transport unterwegs ausgesetzt sein kann, besser gesagt ausgesetzt sein darf, denn man wird sich bei solchen Sondertransporten hinsichtlich der Wetterfestigkeit der Transporteinrichtung gewisse Grenzen setzen, da die Möglichkeit absoluter Wetterfestigkeit schnell erschöpft sein würde. Bei unerwarteter Wetterverschlechterung bleibt nur das Ausweichen auf bessere Tage. Bei längeren Transporten, auf denen unvorhergesehene Zufälle nicht ganz von der Hand zu weisen sind, müssen Notmaßnahmen überlegt werden. Der Transportweg ist in diesem Falle auf Anlege- und Ankermöglichkeiten an geschützten Stellen zu untersuchen. Ständige Fühlung mit dem Wetterdienst ist geboten, und nicht zuletzt im Ernstfalle der Gefährdung entschlossenes Handeln.

Nicht zu umgehen ist die eindeutige Klärung des Kommandos während eines solchen Unternehmens, insbesondere die Trennung der Verantwortlichkeit hinsichtlich der Vorgänge an Land und der Vorgänge zu Wasser. Besonders bei dem Übergang aus dem einen Bereich in den anderen ist eine wohlabgestimmte einvernehmliche Zusammenarbeit und Einfügung in die Erfordernisse der Abwicklung selbstverständlich.

Da in unseren Fällen in der Regel Schwimmkörper verwendet werden, die für andere Zwecke gebaut wurden als für den in Frage stehenden Transport oder Montagevorgang, muß man auf die charakteristischen baulichen Eigenschaften des Schwimmkörpers Rücksicht nehmen, soweit man ihn nicht durch einfache Maßnahmen zweckentsprechend verändern kann.

Zum Beispiel sind die üblichen Lastkähne des Binnenschiffverkehrs für den Transport von Massengütern eingerichtet. Sie verlangen in Querrichtung einen symmetrischen Lastangriff und in Längsrichtung eine weitgehend gleichmäßig verteilte Last. Sie sind nicht in der Lage, erhebliche Biegemomente aufzunehmen, wie sie eine konzentrierte Belastung in Kahnmitte hervorbringen würde. Eine in Längsrichtung wirksame Verteilungskonstruktion ist hier unumgänglich. Pontons und Arbeitsschuten sind meist ausreichend mit Spanten und Verbänden ausgestattet. Es ist aber auch hier zu verlangen, daß die Last in versteifte Punkte eingeleitet wird oder zusätzliche Versteifungen zum Zwecke der Lastverteilung angebracht werden.

Statische Unterlagen über solche Schwimmkörper sind meist nicht vorhanden. Wenn sie vorhanden sind, gehen die Untersuchungen in anderer Richtung als der vorliegende Lastfall es erfordern würde. Die Steifigkeitsverhältnisse entziehen sich einer klaren Beurteilung und können oft nur durch Belastungsproben und gegebenenfalls

Messung von Formänderungen geklärt werden. Ergänzende Berechnungen verbunden mit praktischen Versuchen und Untersuchungen geben erst eine Antwort auf die Frage nach der Verwendbarkeit.

2. Arbeitsmethoden

Von der gestellten Aufgabe her ergeben sich drei Arten des Gebrauches von Schwimmkörpern:

Transporte von ganzen Brücken von Ort zu Ort oder von Brückenteilen vom Fertigungsort zur Verwendungsstelle als selbständig schwimmende Aggregate unter Zuhilfenahme von Schleppfahrzeugen über längere Strecken,

beschränkte Bewegungen, bei denen die Brücke oder das Bauteil teils von einer schwimmenden Stütze aufgenommen wird, teils an Land auf einer fahrbaren Unterstüßung aufliegt,

festliegende, verankerte schwimmende Stützen.

Die beiden ersten Fälle setzen voraus, daß die aufzunehmende Last so weit über Wasser vorgeschoben ist, daß die Schwimmkörper untergefahren werden können, und daß sie ferner in eine solche Lage zur Last zu bringen sind, daß diese am Zielort wieder abgegeben werden kann. In beiden Fällen ist der kritische Punkt die Übernahme und Abgabe der Last, insbesondere hinsichtlich der Stabilität der Schwimmkörper in allen Zwischenzuständen, zumal wenn die Last selbst — die Brücke oder das Brückenteil — zur Stabilisierung der Schwimmkörper mit herangezogen wird. Der sparsameren Aufwendungen wegen wird dieses überwiegend der Fall sein.

Um die Last über Wasser zu bringen, sind je nach Örtlichkeit Rüstungen mit Verschiebehahnen erforderlich, die das Verschieben der Last in Längs- oder Querrichtung möglich machen.

Ein typischer Fall für die vorerwähnten beschränkten Bewegungen ist das Überschieben von Brücken, schematisch dargestellt in Bild 1. Die Stabilisierung des meist schmalen, langgestreckten

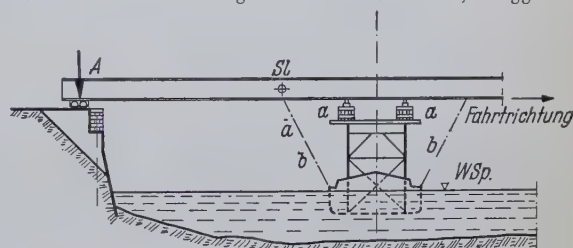


Bild 1. Schema des Überschiebens

Schwimmgefäßes in der Fahrtrichtung erreicht man durch Einspannung in a — a gegen die Brücke und zusätzliche Verspannungen b. Ein wichtiger Faktor der Stabilität ist der Auflagerdruck A. Je näher der Schwerpunkt der Last S an die schwimmende Stütze rückt, um so kleiner wird A. Es muß aber gegen Wind, Anfahrkräfte und zufällige Stöße mit Sicherheit positiv bleiben.

Die Übernahme der Last kann auf zwei Wegen vor sich gehen. Ist der Schwimmkörper mit Einrichtungen ausreichender Leistung zum Fluten und Lenzen ausgestattet, z. B. Schwimmdocks, so wird man davon Gebrauch machen und wie folgt verfahren (Bild 2): Aufnahme einer Wassermenge durch Fluten oder Pumpen, die der später aufzunehmenden Last entspricht. In der hierdurch erzeugten Tieflage Einfahren unter die Last, Einrichten und Verspannen gegen diese. Durch Lenzen des Wasserballastes wird der notwendige Auftrieb erzeugt und die Last von ihren Unterlagen abgehoben.

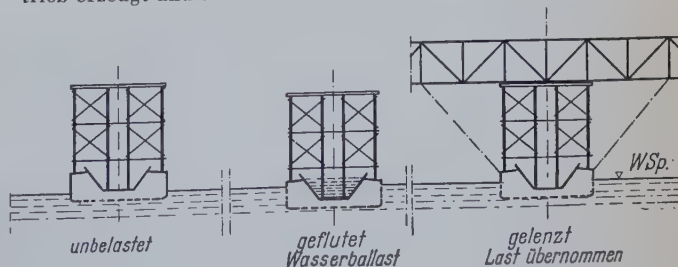


Bild 2. Lastübernahme durch Fluten

Beim Fehlen der vorgenannten Einrichtungen, wie bei üblichen Schleppkähnen und Arbeitsschuten, wird der unbelastete Schwimmkörper schließend unter die Last gefahren. Druckerzeugende Elemente (hydraulische Pressen, bei geringen Kräften auch Frachtwinden) werden zwischen beiden eingesetzt. Der Schwimmkörper wird so tief in das Wasser gedrückt, bis der erforderliche Auftrieb erreicht ist, der die Last von den Unterlagen abhebt. Während des Vorganges wird das Gerüst um das Maß des erzeugten Tiefganges nachgebaut (Bild 3).

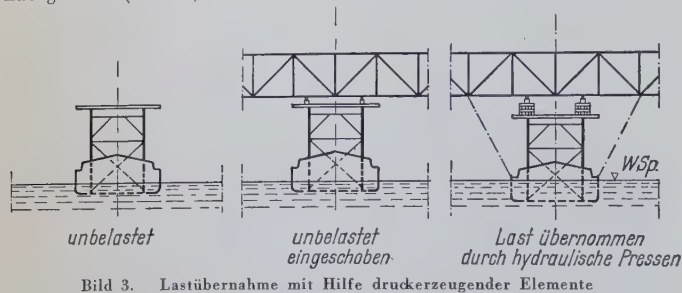


Bild 3. Lastübernahme mit Hilfe druckerzeugender Elemente

Es ist hier zu erwähnen, daß im Tidegebiet Ebbe und Flut für die Operationen zu Hilfe genommen werden können; der unbelastete Schwimmkörper wird bei Ebbe eingefahren und durch die steigende Flut unter die Last gedrückt und diese abgehoben.

Die Abgabe der Last an der Verwendungsstelle geschieht durch Umkehrung der beschriebenen Vorgänge.

Es ist nicht zu empfehlen, mit Schwimmkörpern, die nicht durch dichte Längs- und Querschottung in Zellen aufgeteilt sind, die Methode des Flutens zu wählen. Durch das Fluten werden die Stabilitätsverhältnisse grundlegend verändert und stets nach der ungünstigen Seite hin, beim Fehlen von Schotten bis zur Labilität.

Die Verwendung von festem Ballast in richtiger Verteilung vermeidet zwar die Beeinflussung der Stabilität in diesem Umfang und macht das Verschotten des Schwimmkörpers insofern entbehrlich. Das Einbringen und Entfernen desselben läßt sich aber zeitlich und praktisch den hier besprochenen Vorgängen nicht oder nur in besonders gelagerten Fällen einordnen.

Die vorausgesetzten Wasserstände treten nicht immer oder selten ein. Vorkehrungen, sich innerhalb wahrscheinlicher Grenzen anzupassen, sind also selbstverständlich. Besonders bei fließenden Gewässern, deren Wasserführung von Regenfällen beeinflußt wird, sind Unregelmäßigkeiten zu erwarten. Aber auch künstliche Wasserstraßen, deren Wasserspiegel als konstant angesehen wird, erleiden Schwankungen durch Windstauungen und Zu- und Abfluß von Schleusenwasser, die für die hier besprochenen Bauvorgänge einkalkuliert sein müssen.

Alle Unterstüßungen oder Verbindungen zwischen Last und Land oder zwischen Last und Schiff sollen die Möglichkeit vorsehen, beim

Abheben der Last vom Land oder dem Lösen des Schiffes von der Last durch Abräumen von Zwischenlagen sofort einen ausreichenden Spielraum für die einsetzenden Bewegungen des schwimmenden Teiles zu schaffen.

3. Beispiele einiger Anwendungen

3.1 Überschieben von Brücken

Die Autobahnbrücke über den Dortmund-Ems-Kanal bei Groppenbruch, nahe der Auffahrt Dortmund-Nordost, war 1943 einem Bombenangriff zum Opfer gefallen. 1944 wurde eine Fahrbahn durch eine Dauerbehelfsbrücke (System R 1-Brücke) von 473 t Gewicht und 93 m Stützweite ersetzt. Die Überlegungen zur Durchführung der Montage waren beeinflußt von den damaligen Schwierigkeiten in der Beschaffung von Gerüstmaterial, die ganze Öffnung einzurüsten (wie das beim ersten Bau der Brücke 1936 der Fall war), von den Behinderungen, die der ohnehin damals gestörten Kanalschiffahrt durch den Bau und das Vorhandensein des Gerüsts entstehen würden. Sie führten zu dem in Bild 4 dargestellten Vorgang.

Die Brücke wurde zu etwa zwei Dritteln ihrer Länge über Land, einem Drittel auskragend über Wasser ohne Fahrbahnbelag zusammengebaut. Die Länge des überkragenden Teiles war so bemessen, daß bei Ausnutzung des für die schwimmende Stütze möglichen Verschiebeweges von 31 m das jenseitige Lager mit der Konstruktion beim Überschieben eben erreicht wurde. Als Schwimmkörper war eine sogenannte Kiesschute verfügbar, ein Lastkahn mit fest eingebauten Kiesbunkern von großer Steifigkeit. Daher konnte auch ein die Last aufnehmendes Holzgerüst ohne längsverteilende Konstruktion unmittelbar auf Boden und Wandungen des Kahnens aufgesetzt werden. Die verfügbaren Gerüsthölzer waren geringen Durchmessers, so daß die Last außergewöhnlicherweise auf 8 Punkte verteilt werden mußte. Zur Übernahme der Last wurden daher 8 hydraulische Pressen von je 100 t eingesetzt, die in zwei Gruppen auf jeder Bordseite für sich gekoppelt waren. Während des Vorganges der Lastübernahme war das Gerüst gegen die Brücke geführt. Mit wachsendem Tiefgang wurden 4 Schwellenstapel errichtet, die zum Umsetzen der hydraulischen Pressen dienten. Beim Erreichen der Endlast von rund 350 t wurde die Last durch teilweises Einlassen der Pressen auf diese und die vier Stapel verteilt. In diesem Stadium hob sich die Brücke in Punkt b vom Gerüst und ruhte nunmehr auf dem Kahn oder Kahngerüst und den am rückwärtigen Ende eingebauten Wagen.

Das Überziehen der Brücke besorgte eine elektrische Kabelwinde über den zwischen Brücke und jenseitigem Auflager eingespannten Flaschenzug. Es ist zu beachten, daß sich am landseitigen Ende der Brücke ein Rückhaltezug befand, der beim Überschieben nachgelassen wurde. Unentbehrlich sind ferner zwei Seilzüge quer zur Fahrtrichtung, wie sie im Grundriß und im Querschnitt des Bildes 4 sichtbar sind, zur Einhaltung der Achslage während der Überfahrt.

Die Sperrung der Schifffahrt war für einen Tag angeordnet. Eine Teilbelastung des Kahnens war schon am Vortage vorgenommen

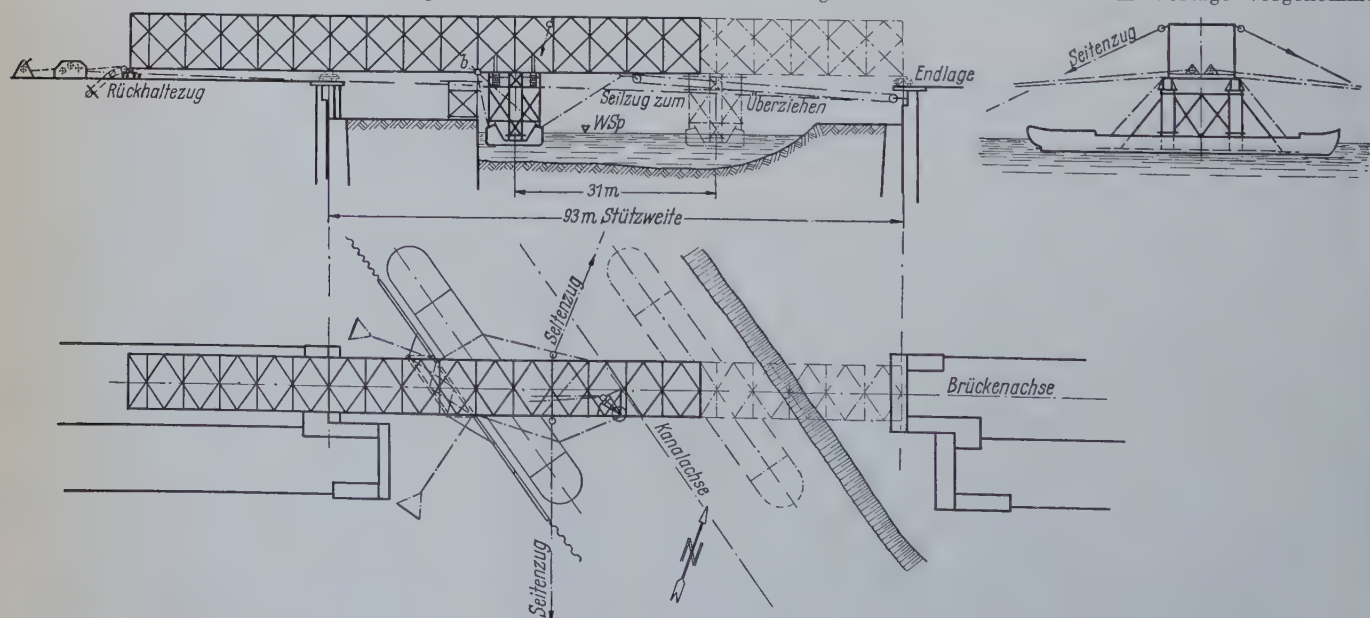


Bild 4. Überschieben der Autobahnbrücke bei Groppenbruch 1944

worden. In die Sperrzeit von rund acht Stunden fiel die Übernahme der Restlast, das Anbringen des über dem Kanal liegenden Zuges, das Überschieben sowie die Entlastung des Kahnes, der danach wieder abgerüstet wurde.

3.2 Das Spezialschiff „Entreprise“

Die Wiederherstellung der im Kriege zerstörten Brücken über die westdeutschen Kanäle im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster war der Anlaß zur Ausrüstung eines Spezialschiffes zum Überschieben von Brücken, womit der im vorigen Abschnitt beschriebene Montagevorgang weitgehend systematisiert wurde.

Nur eine verhältnismäßig kleine Zahl von Brücken konnte noch vor Aufnahme des Kanalverkehrs oder gar noch vor Füllung der zum Teil ausgelaufenen Haltungen, also „im Trocken“ gehoben und repariert werden. Bei allen übrigen fielen die Wiederherstellungsarbeiten in die Zeit des wieder in Gang kommenden Schiffs-

struktionsunterkante der zu bauenden Brücke im Zustand des Überschiebens. Restunterschiede werden durch Stapelhölzer ausgeglichen. Die Last wird in der Regel an vier Punkten übertragen, die symmetrisch zum Schwerpunkt des Auftriebes liegen, damit die normale Schwimmlage des Kahnes erhalten bleibt (s. Bild 5).

Die Stabilisierung des Kahnes in der Richtung des Überschiebens geschieht immer an der überzuschiebenden Brückenkonstruktion durch Einspannung an den vier Druckpunkten und weitere vier Seilzüge, für welche an den Bordwänden feste Anschlagösen vorgesehen sind. Gerüst und Kahn wurden eingehend statisch untersucht. Das Eigengewicht des Kahnes beträgt 170 t, das der Ausrüstung 50 bis 82 t. Die größte Nutzlast wurde durch die anliegenden Objekte auf rund 260 t bestimmt. Um schädliche Biegemomente im Schiffsrumpf zu verhüten, mußte im Vor- und Hinterschiff Ballast aufgenommen werden. Das Ziel der statischen Untersuchung war, bei Einhaltung der üblichen Spannungsgrenzen eine

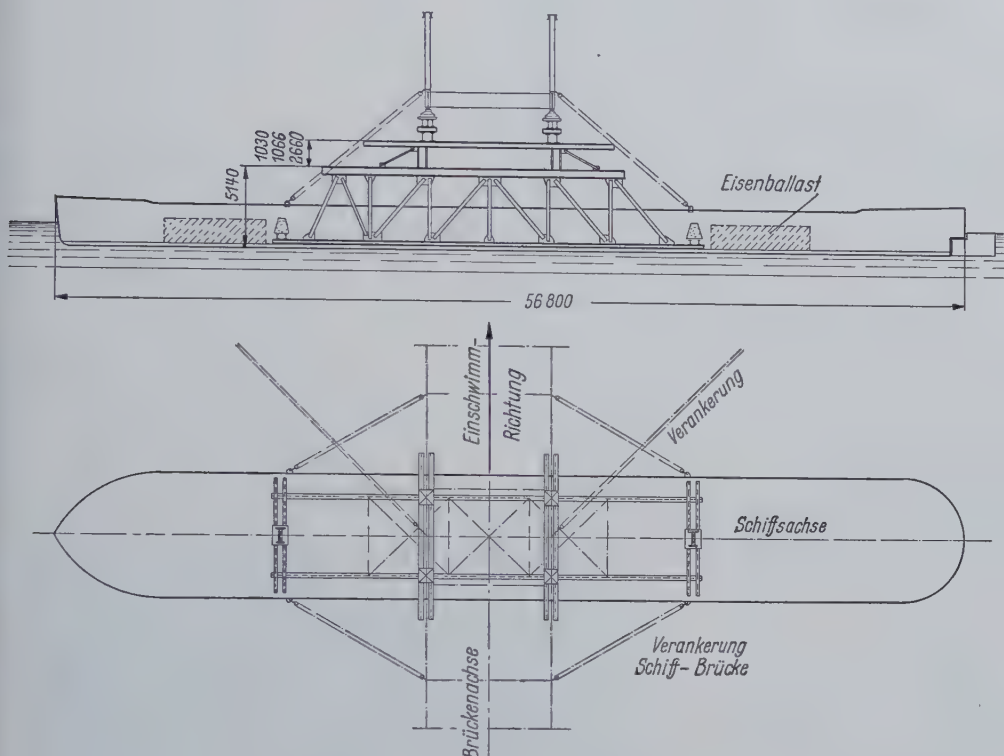
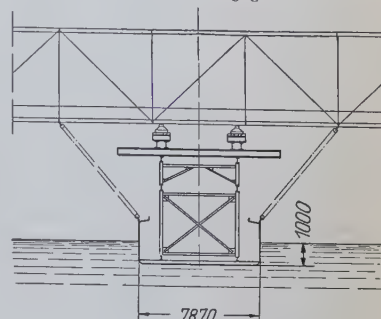


Bild 5. Spezialschiff „Entreprise“ zum Überschieben von Brücken



festen Ballastgröße zu ermitteln, die jeder Nutzlast zwischen 0 und 260 t gerecht würde. Sie liegt bei 75 t und wurde im Vor- und Hinterschiff zu gleichen Teilen untergebracht. Damit erübrigte sich die jeweilige Nachrechnung der Einzelfälle.

Vergleichsmessungen der Formänderungen des Schiffsrumpfes ließen erkennen, daß der theoretische Querschnitt der Blechhaut als statisch wirksam angesehen werden kann, ein Schluß, der nicht ohne weiteres auf andere Fälle übertragbar ist. Denn neben den Besonderheiten der Spanten- und Schottanordnung hat auch die

Veränderung der Lastübertragung zwischen Schiffsboden und Fachwerkgerüst während der Formänderung Einfluß. Die Lastverteilung im Bereich des Fachwerkträgers ist in der Berechnung als gleichmäßig angenommen, wird sich aber je nach Größe der Last mehr in der Mitte oder mehr an den Enden des Trägers häufen.

Mit geringen Abwandlungen, bedingt durch die Örtlichkeit, wickelt sich die Montage dann folgendermaßen ab:

Zusammenbau der Stahlkonstruktion der Brücke hinter dem einen Widerlager in Richtung der Längsachse auf der Anfahrtsrampe. Unter dieser wird eine zwei- oder vierschienige Verschiebebahn verlegt, je nach Brückengewicht. Der eingesicherte Seilzug zum Verschieben von Brücken befindet sich zwischen landseitigem Brückenende und dem Widerlager. Er kann daher bereits vor Eintritt der Schifffahrtssperre vorbereitet und ausgelegt werden. Die Brücke wird auf vier Wagen so weit über Wasser vorgeschoben, daß der Kahn unterfahren kann. Bei Vorhandensein von Leinpfaden muß unter Umständen die Verschiebebahn bis in die Nähe der Wasserlinie verlängert werden. Denselben Dienst kann eine provisorische Verlängerung der Brückenkonstruktion, ein „Schnabel“, tun. Nach Erreichen dieser Ausgangsstellung setzt die Sperre für den Schiffsverkehr ein. Durch Übernahme der Brückenlast auf den Kahn erfolgt eine Entlastung der wasserseitigen Verschiebewagen. Auf den landseitigen Verschiebewagen und dem Kahn geht das Überschieben der Brücke zum jenseitigen Widerlager vor sich. Die Brücke wird dort abgesetzt, der Kahn durch Abbau der Stapel ent-

verkehrs. Davon war ein großer Teil für die Methode des Überschiebens geeignet. Die Überlegungen, die seinerzeit für die Brücke Groppenbruch angestellt worden waren, hatten hier noch verstärktes Gewicht. Dazu kamen die Kostenersparnisse, die die wiederholte Anwendung des gleichen Spezialschiffes mit sich brachte und die Vermeidung zahlreicher Beschädigungen der Kanalsole durch Rammgerüste, insbesondere in den gedichteten Dammstrecken.

Zur Verwendung kam ein Schleppkahn („Entreprise“) mit folgenden Schiffsdaten:

Länge über alles	56,80 m,
Breite über alles	7,87 m,
Leertiefgang	0,46 m,
Lasttieftgang	2,09 m,
Tragfähigkeit	600 t,
Tragfähigkeit je 10 cm Tiefgang etwa	35 t.

Unter nur geringen Änderungen innerhalb des Schiffskörpers wurde eine lastverteilende Fachwerkstruktur eingebaut und auf dem Boden der Luke aufgelagert. Die Höhe war begrenzt durch die kleinste lichte Durchfahrthöhe der voraussichtlich zu befahrenden Strecke. Der Obergurt ist biegesteif, so daß bei verschiedenen Brückenbreiten und den möglichen schiefwinkligen Kreuzungen die Last an jedem beliebigen Punkt aufgenommen werden kann. Auf dieses lastverteilende Gerüst kommen Aufbaugerüste in den Höhen von 1,03, 1,66 und 2,66 m zwecks Anpassung an größere Höhenunterschiede zwischen Kanalwasserspiegel und Kon-

lastet und herausgezogen, worauf der Schiffsverkehr wieder freigegeben werden kann.

Bild 6 zeigt das Überschieben einer Brücke über den Rhein-Herne-Kanal im Zuge der Ruhrorter Straße in Duisburg, Bild 7 die *Entreprise* im Einsatz bei einem anderen Objekt.



Bild 6. Überschieben der Brücke über den Rhein-Herne-Kanal im Zuge der Ruhrorter Straße in Duisburg



Bild 7. Ansicht des Spezialschiffes „Entreprise“



Bild 8. Verschiebebahn auf schlechtem Untergrund

Bei glattem, störungsfreiem Ablauf konnten Sperrfristen von drei bis fünf Stunden eingehalten werden. Verzögernde Schwierigkeiten entstehen in der Regel nicht im schwimmenden Teil des Systems, sondern beim Vorschieben und Nachfahren an Land, meist verursacht durch ungleiche oder zu große Setzungen in dem Erdreich der Rampe, da hier sehr große und konzentriert wirkende Lasten aufzunehmen sind.

Es ist daher wichtig, bei großen Lasten durch Steifigkeit der Verschiebebahn und sorgfältiger Verlegung derselben für eine ausreichende Verteilung der Last zu sorgen. Die Verschiebebahn im Bild 8 ist wegen des schlechten Untergrundes mit besonderem Schienenträger versehen, während die Bahn im Bild 9 auf gut be-

festigter Straße verlegt ist. Belastung und Wagen waren in beiden Fällen etwa gleich.

Die „*Entreprise*“ ist auch außerhalb des Bereiches der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster vielfach eingesetzt worden; insgesamt wurden bisher mit diesem Kahn etwa 120 Brücken eingefahren, wobei er der jeweils mit dem Bau der Brücke beauftragten Firma zur Verfügung gestellt wurde.

Indessen schließt das Vorhandensein einer solchen Einrichtung nicht aus, daß bei großem Anmarschweg derselben zur Verwendungsstelle und den sonstigen mit ihrem Einsatz verbundenen Kosten es lohnend ist, ein örtliches Provisorium zu schaffen. Bei kleinen Brücken reicht oft schon eine Arbeitsschute von etwa 100 t Tragkraft mit einem einfachen Holzgerüstaufbau. Bild 10 zeigt eine solche beim Überschieben, wobei die Schute mit rund 25 t belastet war.

4. Brückentransporte

Transporte vollständiger Brückenbauwerke von einer Verwendungsstelle zur anderen sind in der Regel an die Voraussetzungen gebunden, daß der Transportweg im weitesten Sinne des Wortes frei ist von Hindernissen. Sie sind daher selten. Im Bereich des Verfassers sind bekannt aus länger zurückliegender Zeit der im Jahre 1927 erfolgte Transport der außer Gebrauch gesetzten Eisenbahnbrücke über die Weser bei Dreye¹⁾ zu dem 16 km stromaufwärts entfernten Uesen, wo sie als Straßenbrücke weitere Verwendung fand.

Bild 11 zeigt einen der drei Überbauten auf dem Wege. Bezeichnend ist, daß die damals an der Durchführung Beteiligten das wesentliche Risiko in der Überwindung des langen Transportweges im freien Strom sahen, der daher vorher hinsichtlich des ausreichen-



Bild 9. Verschiebebahn auf gutem Untergrund

den Tiefganges sehr eingehend untersucht wurde. Bespannt waren die Lastkähne mit drei Schleppern, von denen zwei vorne zogen, der dritte hinten der Steuerung diente.

Im Jahre 1947 wurde im Stadtgebiet von Münster eine Behelfsbrücke über den Mittellandkanal (Bailey-Brücke), die durch einen Neubau zu ersetzen war, ausgeschoben und einige 100 m transport-

¹⁾ Zander: Erneuerung der eisernen Überbauten der Weserbrücke bei Dreye (Bremen). Bautechnik 6 (1928) H. 45, S. 670/74.

iert, um bei dem nächstgelegenen Straßenübergang eingesetzt zu werden. Hierbei wurde das bereits erwähnte Spezialschiff „Entreprise“ verwendet und durch einen zweiten, provisorisch ausgerüsteten Kahn ergänzt.

Die Schwierigkeiten, solche Bauwerke in eine transportgerechte Lage zu bringen, in der sich auch Durchfahrten durch Schleusen und unter Brücken bewältigen lassen, sind groß. Der Abbruch und Wiederaufbau solcher Tragwerke ist im Kostenvergleich lohnender.

Auch beim Einschwimmen von neuen Brücken oder Brückenteilen vom Fertigungsplatz zur Verwendungsstelle ist der Gesichtspunkt der hindernisfreien Fahrt stark bestimmend. Indessen seien nachstehend zwei Transporte und die damit verbundenen Montagemaßnahmen beschrieben, bei denen längere und im Sinne des Gesagten hindernisreiche Kanalstrecken mit ansehnlichen Brückentragwerken befahren wurden.

4.1 Straßenbrücke über den Datteln-Hamm-Kanal bei Lünen²⁾

Die Brücke, eine Aluminiumkonstruktion von 26 t Gewicht, 44,2 m Spannweite, 5,1 m Breite, 5,4 m Systemhöhe, wurde am Ufer des Rhein-Herne-Kanals (auf dem Werksplatz der Dortmunder Union Brückenbau AG., Werk Orange) einschließlich des Aluminiumbelages der Fahrbahn, jedoch ohne Asphaltbelag gefertigt und mit der vorhandenen Kraneinrichtung in die in Bild 12 gezeigte

²⁾ Roloff, H. J.: Die Leichtmetallbrücke über den Datteln-Hamm-Kanal bei Lünen. Stahlbau 25 (1956) H. 10, S. 232/35.



Bild 12. Transport der Aluminium-Brücke über den Datteln-Hamm-Kanal



Bild 10. Überschieben mit improvisiertem Kahngerüst



Bild 11. Transport der Weserbrücke bei Dreie 1927

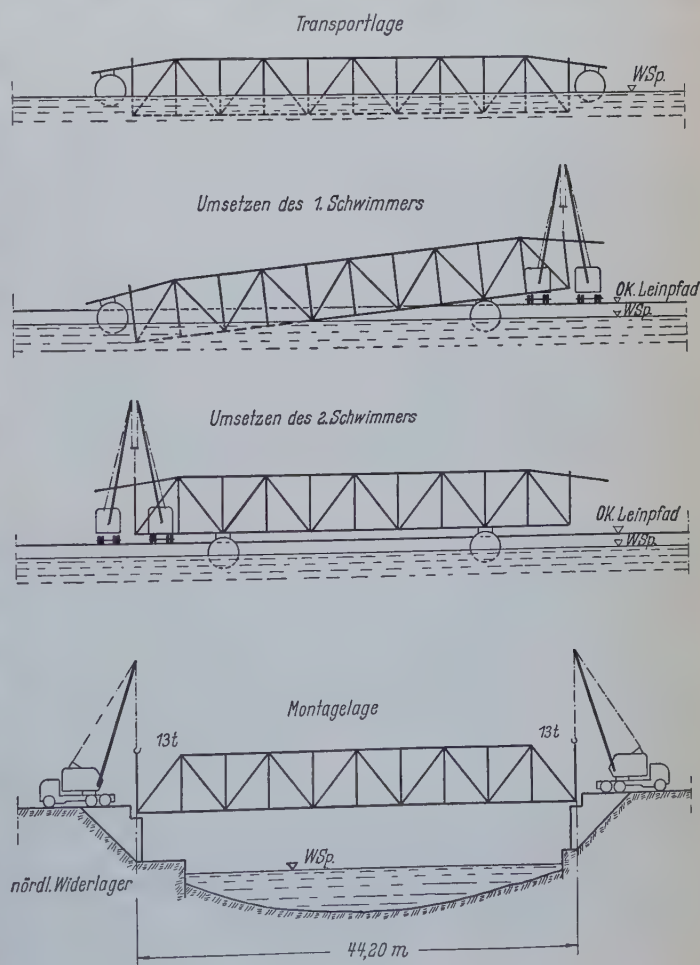


Bild 13. Montagevorgänge



Bild 14. Brücke über den Datteln-Hamm-Kanal in Endlage

Lage zu Wasser gelassen. Bestimmend für die Art des Transportes war die kleinste Durchfahrtshöhe von 4,0 m der zu befahrenden Kanalstrecke. Daraus ergab sich ein Tiefgang von 1,85 m. Das geringe Gewicht der Konstruktion ließ die Verwendung von zwei Schwimmern zu, die früher der Stabilisierung eines behelfsmäßigen Räumschiffes gedient hatten.

Maße der Schwimmkörper: Länge 9 m, Durchmesser 3 m.

Vorgespannt wurde ein Schlepper, während ein zweiter die Steuerung am rückwärtigen Ende der Brücke übernahm.

Die Brücke wurde an einem Sonntag von Gelsenkirchen über den Rhein-Herne-Kanal — Dortmund-Ems-Kanal — Datteln-Hamm-Kanal bis zur Verwendungsstelle bei Lünen gezogen. Der Transport dauerte rund 12 Stunden. Die Geschwindigkeit von 3,5 km/Std. macht den erheblichen Fahrwiderstand der Konstruktion, die mit Untergurt und Fahrbahn im Wasser lag, deutlich.

Die nun folgenden Vorgänge, um die Brücke vom Wasserspiegel in die endgültige Lage zu bringen, sind dadurch bedingt, daß die beschränkte Kanalbreite und -tiefe das Beidrehen der tiefliegenden Brücke nicht erlaubt. Sie mußte erst so hoch aufgestellt werden, daß sie über die Uferböschung hinweg in den Bereich der Hebezeuge geschwenkt werden konnte. Bild 13 zeigt die Folge sche-



Bild 16. Transport der Brücke 137



Bild 18. Hochziehen der Brücke 137

matisch, Bild 14 das Aufsetzen auf die Lager. Der Vorgang nahm etwa $3\frac{1}{2}$ Stunden in Anspruch.

4.2 Straßenbrücke Nr. 137 über den Mittelland-Kanal bei Minden

Bei dem Transport dieser Brücke von ihrem Fertigungsplatz — dem gleichen wie unter 4.1 genannt — an die Verwendungsstelle wurde das Tragwerk selbst zum Schwimm-



Bild 15. Brücke 137 vor den Geräten liegend

körper. Aus Bild 15 ersieht man den Querschnitt der Stahlkonstruktion ohne die später aufgebraute Betontafel. Zu der gewählten Transportart lädt die Trogform der Brücke mit den an beiden Enden liegenden dichten Endschotten geradezu ein.

Die Brücke wurde in Gelsenkirchen an der befestigten Böschung des Rhein-Herne-Kanals auf Gleitbahnen zu Wasser gelassen, mit zwei Schleppern, einen vorne, einen hinten, bespannt und auf die Reise geschickt. Sie kam nach knapp drei Tagen in Minden an und hatte den Weg von 200 km Länge mit einer Marschgeschwindigkeit von etwa 5,5 km/Std. hinter sich gebracht (Bild 16). Der glatte Tragkörper mit nur 1,10 m Tiefgang hatte einen wesentlich geringeren Fahrtwiderstand als das vorhin beschriebene Objekt. Für den Transport selbst waren außer einigen Reihenhölzern keinerlei Veränderungen oder Ergänzungen notwendig. Die Baustelle bei Minden war mit zwei Seilderricks von 50 t Tragkraft ausgerüstet, die, auf den Widerlagern stehend, die schräg zwischen diesen ausgelegte Brücke mit 11 m Auslage reichten und unmittelbar in die Lager hoben. Das Brückengewicht betrug rd. 95 t bei 57,12 m Spannweite und 41° Kreuzungswinkel. Bild 17 zeigt den Vorgang schematisch skizziert, Bild 18 das Aufsetzen der Konstruktion auf die Lager. Die Sperrzeit wurde von morgens 7.00 bis 12.00 Uhr in Anspruch genommen; während dieser Zeit wurde die Brücke eingeschleppt, auf die Widerlager gelegt und eingesetzt.

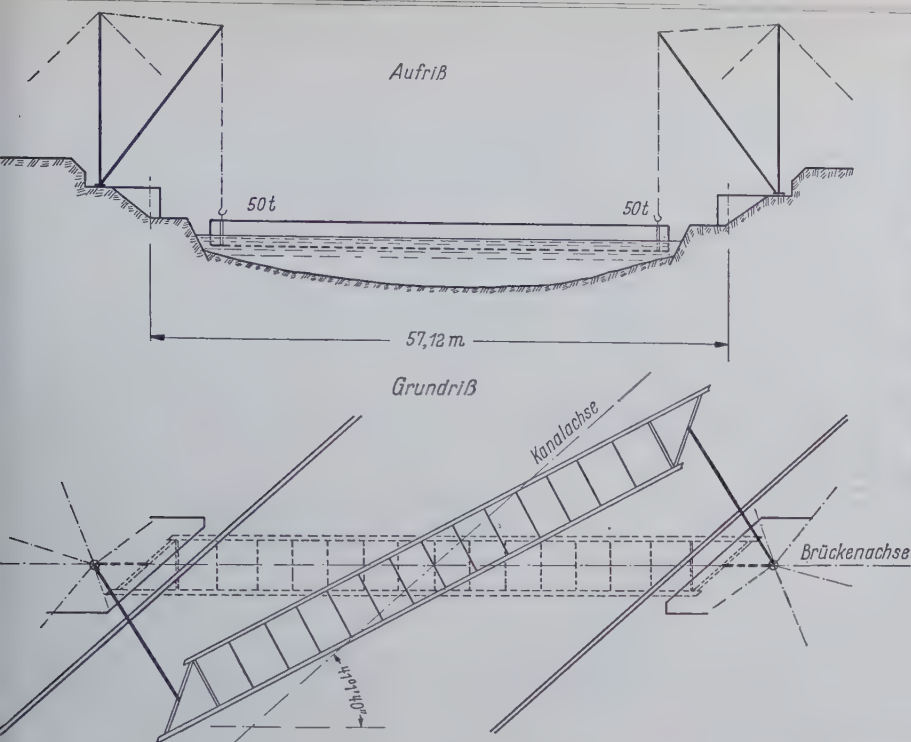


Bild 17. Montageskizze der Brücke 137



Bild 19. Schwimmender Hubturm bei der Traneberg-Brücke

unmögliche, so doch sehr schwierige und kostspielige Gründung für eine feste Stütze.

In anderer Zusammensetzung wurden die hier verwendeten Elemente anschließend zum Transport von 8 Bogenhälften der Stahlbogen der Westbrücke in Stockholm⁴⁾ vom gleichen Fertigungsplatz aus verwendet.

Die Verwendung geschlossener, torsionssteifer Kästen im Brückenbau dürfte solche Lösungen in Zukunft öfter möglich machen.

5. Die Tranebergbrücke in Stockholm³⁾

Der Stahlbetonbogen dieser Brücke wurde auf einem stählernen Lehrbogen von 172 m Spannweite in den Jahren 1932/33 errichtet. Die Montage des Lehrbogens war eine Aufgabe für sich und lag in den Händen der Ekensberg Varv in Stockholm, in deren Diensten der Verfasser seinerzeit stand. Man bediente sich dabei einer schwimmenden, fest verankerten Mittelstütze in Bogenmitte, die auf drei gekuppelten Sektionen eines Schwimmdocks von je $12,5 \times 19,0$ m Grundriß stand (Bild 19). Die Belastung von rund 425 t aus dem Lehrbogen wurde über ein Gehänge in der oberen Plattform des 31 m hohen Turmes eingeleitet und durch einen waagerechten Fachwerkträger auf die drei Docksektionen verteilt.

Die vier Bogenhälften der Konstruktion wurden auf dem Arbeitsplatz der Werft zusammengebaut und auf zwei weiteren Docksektionen zu Wasser an die Baustelle gefahren. Der Transport mußte in den Morgenstunden zwischen 2.00 und 4.00 Uhr geschehen, da eine vielbefahrene Drehbrücke zu passieren war. Jeder Transport umfaßte rund 200 t. Jede Bogenhälfte wurde mit dem Kämpfer auf dem Landwiderlager, mit dem Scheitelende im Gehänge des Turmes abgelegt und mit diesem auf Scheithöhe gehoben.

Bild 19 zeigt den Turm, Bild 20 eine fertig verladene Bogenhälfte vor dem Arbeitsplatz nebst den Verschiebebahnen und Bild 21 das Einfahren einer Bogenhälfte auf der Baustelle.

Die Bewegungen des Turmes mit wachsender Belastung wurden laufend gemessen und stimmten gut mit den erwarteten Werten überein.

Diese Anwendung einer schwimmenden Stütze stellt eine interessante und zweckmäßige Lösung dar. Sie umgeht die wenn nicht

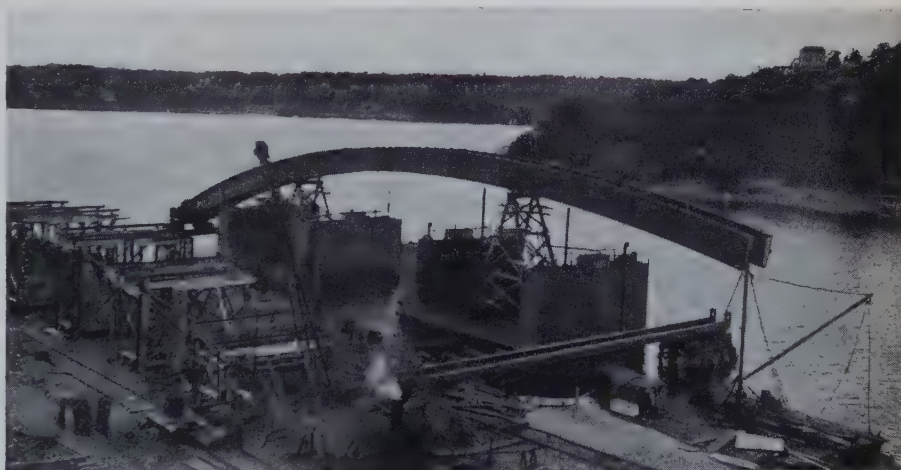


Bild 20. Fertigungsplatz der Traneberg-Brücke



Bild 21. Einfahren einer Bogenhälfte bei der Traneberg-Brücke

Den Wasser- und Schiffsverkehrs-Direktionen Münster und Hannover danke ich für das freundliche Einverständnis zur Veröffentlichung in den einschlägigen Teilen. Die in Abschnitt 3 und 4 beschriebenen Vorgänge sind Ausführungen der Dortmunder Union Brückenbau AG.

³⁾ Neuffer, W.: Die Betonbrücke über den Tranebergssund in Stockholm. Bauing. 14 (1933), H. 13/14, S. 169.

⁴⁾ Fuchs, D.: Die eingespannten Stahlbögen der Stockholmer Westbrücke über den Mälarsee. Bauing. 17 (1936), H. 7/8, S. 49/55. — Nilsson, E.: Eine neue Straßenbrücke über den Mälarsee in Stockholm. Bautechnik 12 (1934), H. 40, S. 507.

Nordbrücke Düsseldorf

III. Teil: Statik und Konstruktion der Strombrücke

Von Dipl.-Ing. Louis Wintergerst, VBI, Eßlingen/N.

DK 624.27.014.2 Balkenbrücken aus Stahl

(Schluß aus Heft 6/1958)

4. Konstruktion

Aus den Erfahrungen beim Bau der großen Stahlbrücken der letzten Jahre wurde versucht die konstruktiven Einzelheiten so auszubilden, daß sie ihren Zweck einwandfrei erfüllen und dabei auch den Forderungen der Ästhetik, der Werkstatt und der Montage Genüge leisteten.

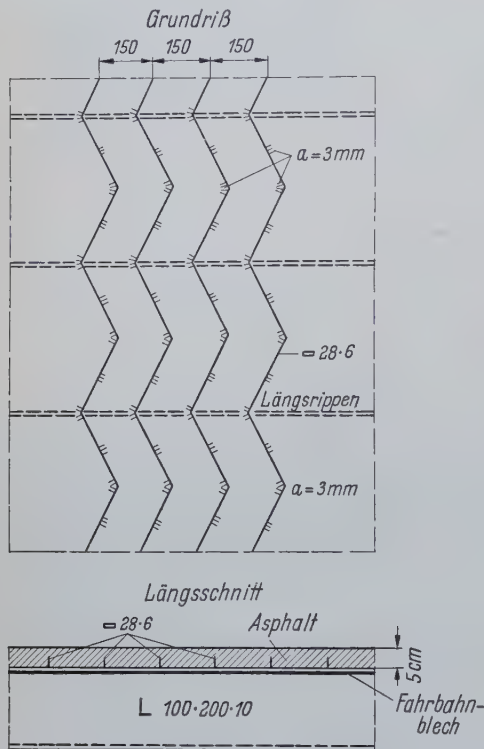


Bild 20. Einzelheiten der Fahrbahnkonstruktion

4.1 Fahrbahn

Als Fahrbahnbelag ist auf dem Fahrbahndeckblech ein 5 cm dicker Asphalt aufgebracht, der durch die in 15 cm Abstand aufgeschweißten Zick-zack-Eisen schubfest verankert ist (Bild 20). Das mindestens 14 mm dicke Fahrbahndeckblech setzte sich aus 5,2 bis 5,6 m breiten und 16,2 bis 21,6 m langen zusammengeschweißten

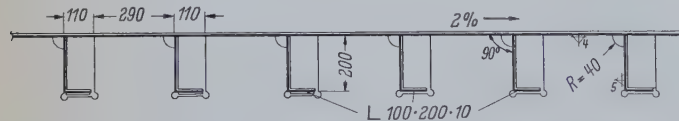


Bild 21. Anschluß der Fahrbahnlangsträger an die Querträger

Streifen zusammen, die durch genietete Stöße miteinander verbunden wurden. Im Bereich der Stöße entfallen die Zick-zack-Eisen, da dort der Verbund durch die Nietköpfe ausreichend gesichert erscheint.

Als Fahrbahnlangsträger wurden Winkelprofile gewählt, die durch den Querträger durchgeführt und an diese durch eine einseitige Schweißnaht angeschlossen sind (Bild 21). Der Anschluß ist schweißtechnisch einwandfrei, und auch die Längsträgerstöße lassen sich bei den Winkelprofilen besser ausbilden, als z. B. beim Wulstprofil. Je nach der Beanspruchung sind Längsträger und Fahrbahndeckblech aus St 37 oder St 52.

Die in 1,8 m Abstand angeordneten Fahrbahnquerträger sind an die Hohlkästen biegeweich angeschlossen, da in der Nähe des Querträgeruntergurt im Hohlkasten nur eine Längssteife verläuft. Alle 7,2 m, wo der Querträger auf ein kräftiges Schott des Hohlkastens trifft, wird der Querträgeruntergurt nicht an die Hohlkastenwand angeschlossen, um auch hier eine starre Einspannung zu vermeiden.

Als Tragkonstruktion der Geh- und Radwege dient eine Stahlbetonrippendecke, die an Ort betoniert wird und auf dem Randträger und der äußeren Hohlkastenwand aufliegt (Bild 22). Der Randträger, der mit der Platte verübelt ist, ruht auf den in 7,2 m Abstand vorgesehenen Konsolen. Er hat dieselbe Höhe, wie das Stahlbetongesims der Flutbrücke, so daß dieses Band einheitlich über den Brückenzug durchläuft.

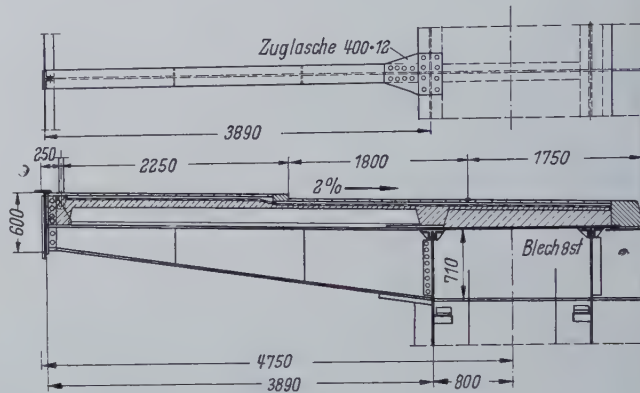


Bild 22. Geh- und Radwegkonstruktion

4.2 Balken

Die Hohlkästen des Balkens bestehen aus den Stegen und dem unteren und oberen Deckblech, die durch Längssteifen und Rahmenschotte ausgesteift sind (Bild 23). Um die verschiedene Dicke des Untergrundes nicht in Erscheinung treten zu lassen, ist an der unteren Außenkante des Hohlkastens ein durchgehender gleich hoher Winkel angeordnet. Auf der Innenseite des Kastenuntergurt ist die Besichtigungswagenschiene angeschweißt.

Die Kabelkräfte werden über die Kabelverankerungsträger an die verstärkten Stege des Kastens angeschlossen. Die Kabelverankerungsträger mußten als Scheiben mit schmalen Gurten ausgebildet werden, damit noch ausreichend Platz zum Einziehen der Seilköpfe freibleibt (Bild 24). Die Seilköpfe selbst liegen auf kräftigen Stahlgußankerbarren auf (Bild 25). Zum genauen Einstellen der Seillänge lassen sich Futterstücke verschiedener Dicke zwischen Seilkopf und Ankerbarren einschieben.

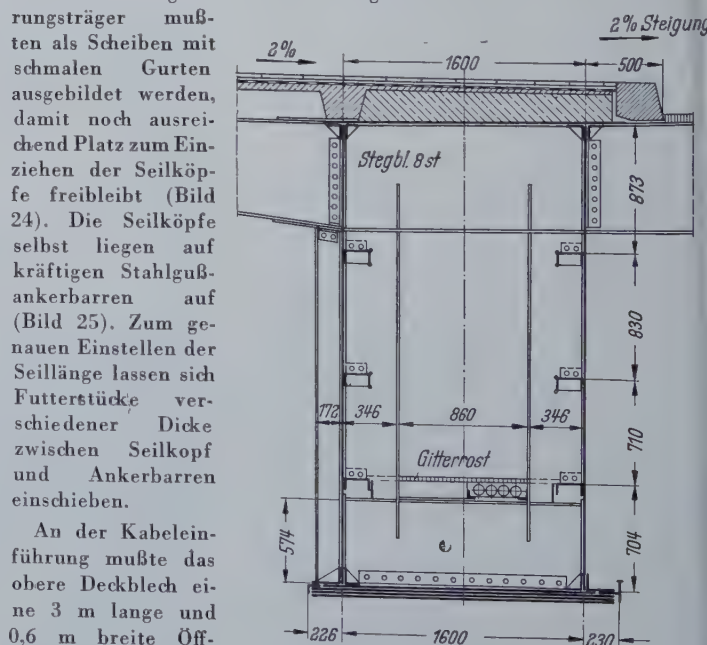


Bild 23. Querschnitt des Hohlkastens an einem Rahmenschott

An der Kabeinführung mußte das obere Deckblech eine 3 m lange und 0,6 m breite Öffnung erhalten, die später durch eine Blechverkleidung abgedeckt wurde. Um die auftretenden Bewegungen zwischen den Kabeln und dem Verkleidungsblech nicht zu behindern, ist das Kabel nur durch eine Gummiglocke mit dem Ver-

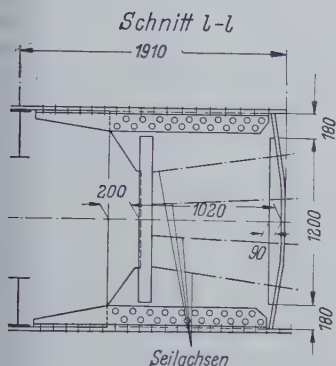
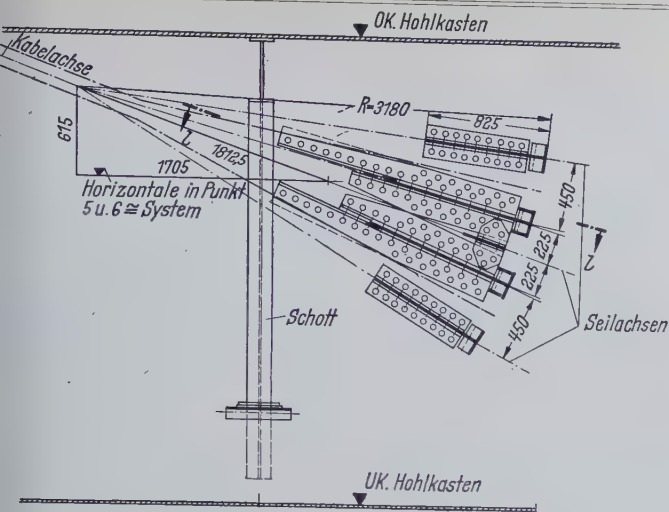


Bild 24.
Kabelverankerung an Punkt 6

Verkleidungsblech verbunden (Bild 26). Die Gummiglocke wurde innen dem Querschnitt des Kabels angepaßt, so daß der Anschluß auch abdichtet werden konnte.

An den Kabelangriffspunkten sind die beiden Hohlkästen durch allwandige Querscheiben miteinander verbunden. Die Unterkante sämtlicher Querscheiben liegt so hoch, daß ein Besichtigungswagen auf die ganze Brückenlänge durchfahren kann (Bild 27).

3 Pylonen

Der mit dem Balken biegesteif verbundene Pylonenstiel ist unten 55 m breit, damit er sich zwischen die Stege des Hohlkastens einführen und vernieten läßt. Bis zum Pylonenkopf verjüngt sich der Stiel auf 1,3 m. In der anderen Richtung verschmälert sich der Stiel auf 1,9 m am Fuß bis auf 1,6 m am Kopf (Bild 28).

Die vier Blechwände wechselnder Dicke werden durch vier außenliegende Eckwinkel zusammengehalten und bilden den in Bild 29 gezeigten tragenden Querschnitt. Längssteifen und Querschotte in etwa 6,5 m Abstand dienen zur Aussteifung des einzelligen Pylonquerschnitts.

Die rund 43 m langen und 110 t schweren Pylonenstiele wurden in der Werkstatt vollkommen zusammengebaut, um genietete Bauelemente zu vermeiden.

Die Kabelsattellager ruhen auf Trägerrosten, die während der Montage vertikal verschieblich sind. Die Roste sind zwischen Winden und Keilfuttern geführt und lassen sich durch die auf dem Pylonenkopf montierte Hubvorrichtung über Zugstangen der Höhe nach verstellen (Bild 30). Erst nach Beendigung der Montage werden die Verlängerungen der Trägerroststege, die durch die Pylonenblechwände durchgesteckt wurden, abmontiert und die Roste in ihrer endgültigen Höhenlage mit den Pylonenwänden vernietet.

Der Pylonenkopf ist noch so breit, daß die Kabelsattellager nur wenig aus dem Pylon hervortreten. Die Verkleidungsbleche der Kabeleinführungen sind an den Seitenwänden des Pylons zu sehen (s. Bild 28). Der Pylonenkopf ist durch eine Haube gedeckt, unter der Belüftungsöffnungen zu sehen sind. Über der Haube sind die beschriebenen Flugzeugwarnlichter angebracht.

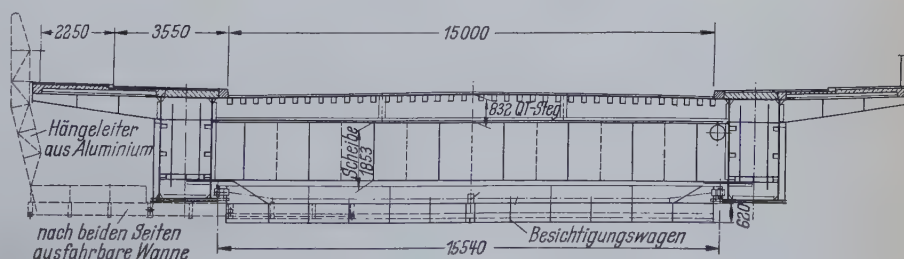


Bild 27. Brückenquerschnitt mit Besichtigungswagen

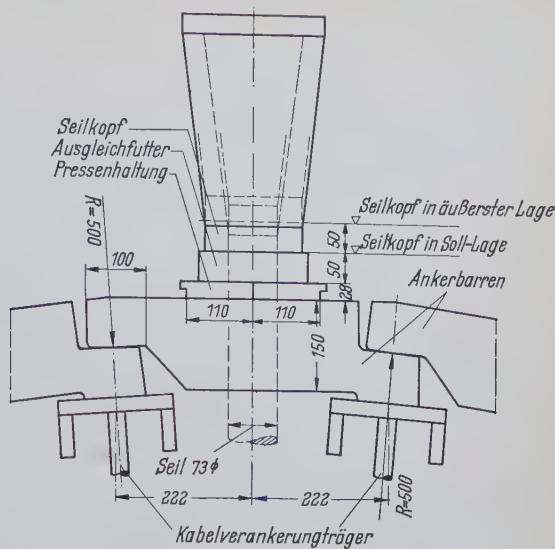


Bild 25. Lagerung der Seilköpfe

Als Hinweise für die Rheinschifffahrt erhalten die Pylonenwände mehrere senkrecht angeordnete Beleuchtungsschlitze.

Über senkrechte Leitern sind die Pylonen begehbar. Wegen der Einengungen an den Kabelsattellagern müssen Personen, die den Pylon besteigen wollen, jedoch einen gewissen Schlankheitsgrad einhalten.

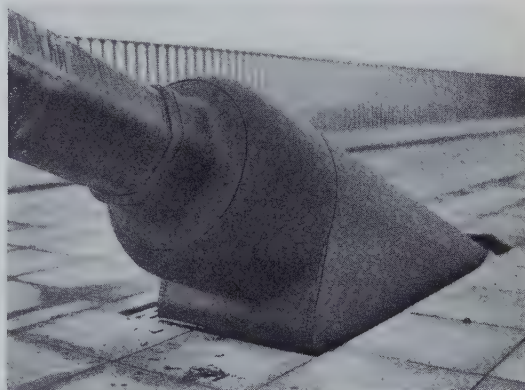


Bild 26. Kabeleinführung mit Gummiglocke

4.4 Kabel

Die Kabel bestehen aus patentverschlossenen Seilen, deren Eigenschaften in umfangreichen Versuchen geklärt wurden [5]. Die Seilköpfe erhielten angegossene Nocken, um ein Nachstellen der Seile an den Kabelverankerungspunkten auch unter voller ständiger Last zu ermöglichen.

Da sich erfahrungsgemäß an den Materialansammlungen im Stahlguß gern Lunker festsetzen, wurden die Seilköpfe stichprobenweise mit Kobalt 60 durchstrahlt. Als sich dabei tatsächlich einige Fehlerstellen zeigten, wurden die Köpfe einer mechanischen Prüfung unterzogen und an beiden Nocken mit zusammen 180 t gezogen. Diejenigen Köpfe, die dabei plastisch unrund wurden (mehr als 1,5 mm Unterschied des Durchmessers in zwei Achsen) schieden aus.

Beim Verguß der Seilköpfe wurde Wert darauf gelegt, daß die einzelnen Drähte nicht plastisch verformt werden und bei der Einführung des Drahtes in den Seilkopf keine Unstetigkeit entsteht, da diese Stelle beim Dauerversuch besonders gefährdet ist.

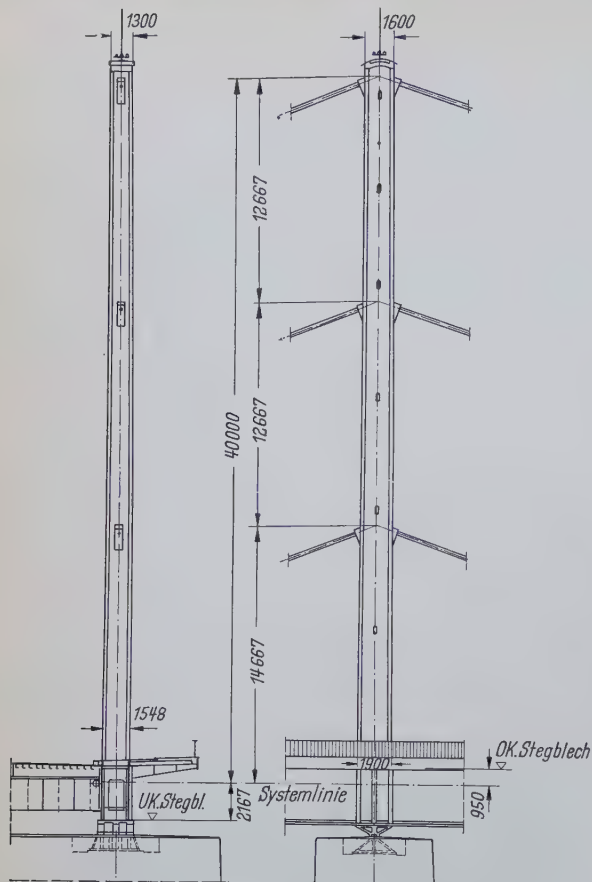


Bild 28. Ansichten des Pylons

Die Seile sind in Sechseckform zu einem Kabel zusammengefaßt und im Abstand von 3,6 m durch eine kurze Drahtumwicklung zusammengehalten. Auch an den Kabeleinführungspunkten über dem Sicherheitsstreifen sind die Kabel auf ein längeres Stück umwickelt, um sie vor mechanischen Beschädigungen durch Fahrzeuge weitgehend zu schützen.

An den Lagerstellen sind die Zwischenräume zwischen den Seilen durch profilierte Hartbleieinlagen ausgefüllt, um die örtliche Linienpressung durch eine Flächenpressung zu ersetzen.

Durch einen Spezialkitt, der wegen seines Gehaltes an chinesischem Holzöl nicht verhärtet, sind die Rillen zwischen den einzelnen Seilen gegen eindringendes Wasser abgedichtet.

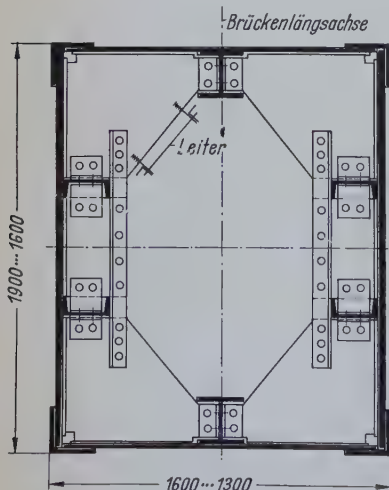


Bild 29. Normalquerschnitt des Pylons

4.5 Lager

Die beiden beweglichen Kabelsattel-lager sind als Sektor-lager mit Radien von 2,2 bis 2,5 m ausgebildet (Bild 31). Sie drehen sich um einen kräftigen Bolzen aus S 60. Die Kabelwanne, in der die Seile eingebettet sind, verläuft mit konstantem Radius in einer solchen Länge, daß die Kabel auch bei äußerster Stellung tangential vom Lager ablaufen und nicht geknickt werden können.

Die größten Auflagerkräfte werden am Pylonenfußlager

übertragen. In Bild 32 ist das bewegliche Lager gezeigt. Das feste Lager ist in derselben Weise, jedoch ohne die unteren Rollen ausgeführt. Die Lagerkörper bestehen aus Stahlguß GS 52.

Die Endlager der Hauptträger sind als Zug- und Druckpendel entsprechend Bild 33 ausgebildet. Die Zugkräfte werden im Endwiderlager über eine Stahlbetonkonstruktion aufgenommen.

Die Windkräfte werden an den Pylonenfußlagern und an je einem Windlager an den Brückenenden abgeleitet. Dieses Windlager ist in der Unterkante der Endquerscheibe angeordnet (Bild 33).

4.6 Besichtigungswagen

Der Besichtigungswagen läuft auf Schienen zwischen den beiden Hohlkästen. Er ist 2,5 m breit und hat eine Spannweite von 15,54 m. Am Brückeneende kann er hochgefahren werden, so daß er, wenn er außer Betrieb ist, das Brückenbild nicht stört.

Zu beiden Seiten des Wagens kann ein Ausleger bis unter den Randträger ausgefahren werden (Bild 27). Über eine Aluminiumhängeleiter, die am Brückengeländer befestigt wird, kann der Wagen an jeder Stelle bestiegen oder verlassen werden.

4.7 Stahlbedarf

Für den gesamten Stahlüberbau wurden folgende Stahlmengen einschließlich 2% Zuschlag für Niete usw. benötigt:

Fahrbahnplatte	478,6 t
Hohlkasten	312,1 t
Pylonenrahmen	30,3 t
Querscheiben	55,2 t
Geh- u. Radwegkonstruktion	72,5 t
Endlager	12,1 t
Unterkonstruktion der Übergänge	28,6 t

St 37	HSB 50
	FB 50
	St 52
	1201,2 t
	1510,9 t
	359,6 t
	1,6 t
	44,9 t
	17,0 t
	6,0 t
989,4 t	3141,2 t

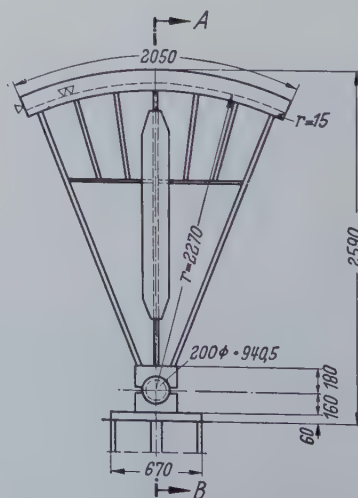
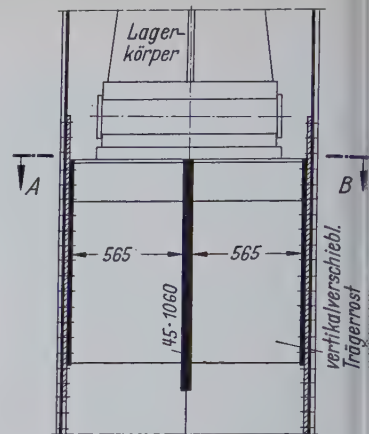


Bild 31. Sattellager des oberen Kabels



Schnitt A-B
obere Hälfte: Montagezustand

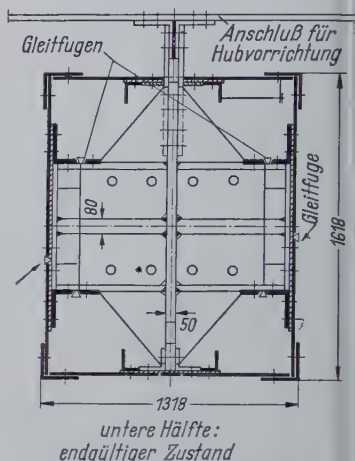
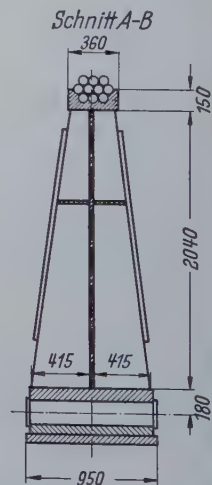


Bild 30. Verschiebbliche Lagerung eines Kabelsattels im Pylon



An Stahlguß war erforderlich:

Pylonenfußlager	82,5 t
Ankerbarren	36,2 t
Spreizschellen	8,8 t
Kabelklemmen	0,8 t
Seilköpfe	11,5 t
Gleitplatten der Übergänge	40,6 t
	180,4 t

Für die Kabel waren erforderlich 463,2 t.

Alle im Bauwerk verwendeten Bleche waren in der Güte St 37, SB 50 oder FB 50.

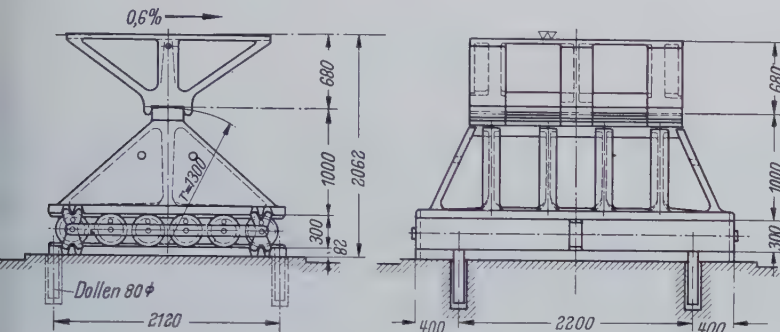


Bild 32. Bewegliches Lager am Pylonenfuß 3

Der gesamte Stahlbedarf von 4774,2 t entspricht einem Stahlgewicht von 368 kg pro m² Brückenfläche.

Bei der Ausschreibung des Verwaltungsentwurfs war ein Stahlbedarf von 4814 t angegeben worden, so daß der tatsächliche Verbrauch sehr nahe an den vorberechneten herankam.

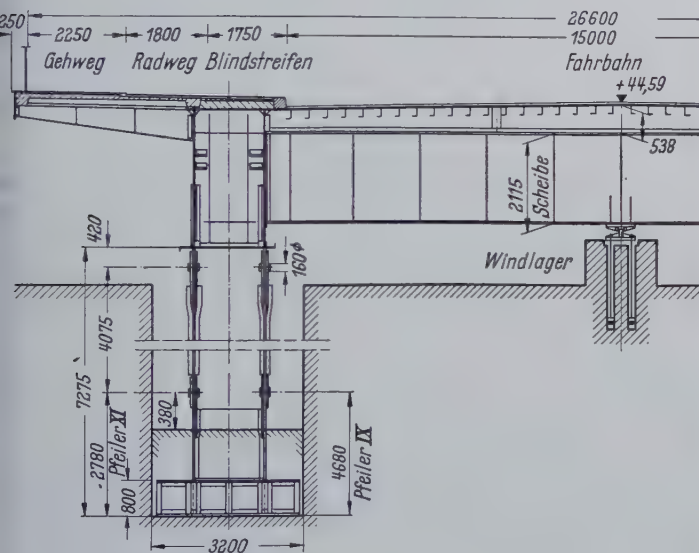


Bild 33. Endquerträger mit Zug- und Druckpendel sowie Windlager

Probebelastung

Bei der im Dezember 1957 durchgeführten Probebelastung standen 20 Fahrzeuge zu je 40 t Gesamtgewicht zur Verfügung. Zweck der Probebelastung war es in der Hauptsache, das elastische Verhalten des Bauwerks mit dem theoretisch zu erwartenden zu vergleichen. Außerdem sollten die Kabel durch die mehrmalige hohe Belastung gereckt werden.

Wegen der zu erwartenden bleibenden Dehnung der Seile erhielt die Strombrücke in der Mittelöffnung eine Überhöhung von rund 20 mm. Die durch die Probebelastung tatsächlich eingetretene bleibende Verformung des Bauwerks ist in Bild 34 dargestellt, wo

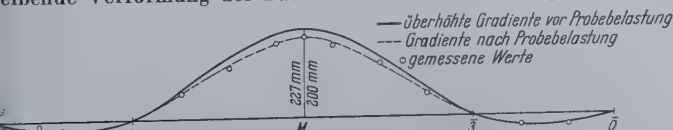


Bild 34. Durch die Probebelastung hervorgerufene bleibende Verformung des Hauptträgers

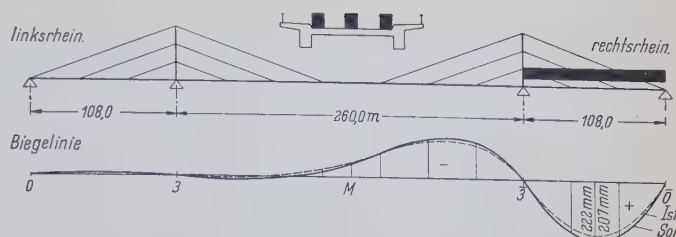


Bild 35. Biegelinie bei Probebelastung der rechtsrheinischen Seitenöffnung und Vergleich mit den rechnerischen Werten

bei die gemittelten Werte zwischen dem ober- und unterstromigen Hauptträger eingetragen sind. Es ist anzunehmen, daß die Überhöhung des Balkens im Laufe der nächsten Jahre durch häufige Verkehrsbelastung noch weiter ausgebaut wird.

Bei der Beurteilung des obengenannten Ergebnisses ist zu berücksichtigen, daß die kürzeren Kabel während der Freivorbaumontage schon höher beansprucht waren als das obere Kabel. Die kürzeren Kabel erlitten also schon während der Montage eine größere bleibende Dehnung und wurden dabei mehr gereckt als das obere Kabel.

Bei der Probebelastung wurden die Durchbiegungen des Balkens unter folgenden Laststellungen gemessen:

- Laststellung 1 Vollast der rechtsrheinischen Seitenöffnung;
- Laststellung 2 Vollast der linksrheinischen Seitenöffnung;
- Laststellung 3 Teilbelastung der Mittelöffnung auf 180 m Länge;
- Laststellung 4 Einseitige Teilbelastung der Mittelöffnung auf 180 m Länge.



Bild 36. Aufstellung der Fahrzeuge bei Probebelastung der Mittelöffnung

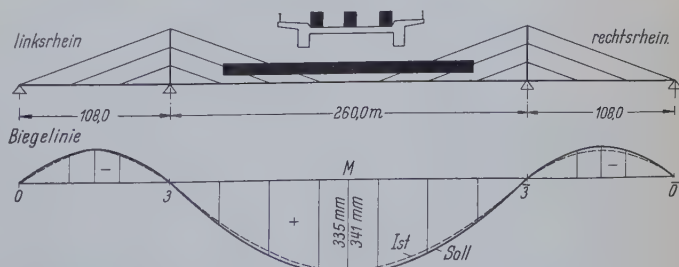


Bild 37. Biegelinie bei Probebelastung der Mittelöffnung und Vergleich mit den rechnerischen Werten

Bei Laststellung 1 wurde in einem Hauptträger 59 % der in der statischen Berechnung vorausgesetzten Gleichstreckenlast aus Verkehr erreicht. Die gemessene Biegelinie ist in Bild 35 mit den rechnerischen Werten der Statik verglichen. In Mitte Seitenöffnung ist der gemessene Wert um 7 % kleiner als der gerechnete. Die zur Kontrolle durchgeführte Laststellung 2 ergab praktisch dasselbe Ergebnis wie Laststellung 1.

Bei Laststellung 3 wurden die Fahrzeuge etwas weiter auseinandergezogen, und die Belastung betrug noch 42 % der rechnerischen Gleichstreckenlast aus Verkehr (Bild 36). Die gemessene Biegelinie (Bild 37) zeigt, daß die Durchbiegung in Mitte Mittelloffnung um 2 % kleiner war, als rechnerisch ermittelt.

Die Übereinstimmung der gemessenen mit den theoretischen Werten darf als gut bezeichnet werden und ist ein Beweis dafür, daß die getroffenen Rechnungsannahmen — mitwirkender Querschnitt, Dehnungen der Seile usw. — der Wirklichkeit sehr nahe kamen.

kleinen Impulse ansprachen, zeigt, daß die Lagerreibung sehr gering ist.

Am 19. 12. 1957 wurde das fertige Bauwerk (Bild 38) dem Verkehr übergeben.

6. Die Beteiligten

Stadtverwaltung Düsseldorf:

Beigeordneter Dr.-Ing. F. Schreier

Baudirektor R. Auberlen

Gestaltung: Professor F. Tamms

Bauleitung: Städtischer Oberbaurat E. Beyer

Dipl.-Ing. F. Tussing

Dipl.-Ing. D. Brügelmann

Baurat Ernst

Vermessung: Dipl.-Ing. Henneberg



Bild 38. Strombrücke nach der Fertigstellung

Um einen Überblick über die Torsionssteifigkeit des Bauwerks zu erhalten, wurde in Laststellung 4 in der Mittelloffnung eine Fahrzeugkolonne am oberstromigen Bordstein entlang aufgestellt. Bei der Rechnungsannahme, daß die Fahrbahnplatte gelenkig an die Hohlkästen des Hauptträgers angeschlossen ist und die Torsionssteifigkeit der Hohlkästen unberücksichtigt bleibt, hätte unter der aufgebrachten Last in Brückenmitte eine Querneigung von 0,74 % eintreten müssen. In Wirklichkeit wurden nur 0,55 % gemessen, was zeigt, daß einseitige Lasten besser querverteilt werden als angenommen. In dem räumlich zusammenwirkenden Tragwerk steckt also noch eine zusätzliche Sicherheit, die in der Berechnung nicht erfaßt ist.

Während der Probelastung wurden gleichzeitig die Kabelsattelager beobachtet. Es zeigte sich, daß diese sich ständig etwas hin und her bewegten, auch wenn die Belastung nicht geändert wurde. Da während der Messungen ein heftiger Sturm herrschte, waren an den Kabeln leichte Schwingungen zu beobachten, die die Kabelsattelager in Bewegung hielten. Daß die Kabelsattelager auf diese

Berater des Bauherrn:

Professor Dr.-Ing. E. h. K. Schaechterle, Bad Cannstatt,

Professor Dr.-Ing. F. Leonhardt, Stuttgart, und der Verfasser als Prüferingenieur und Gutachter

Ausführende Firmen:

Stahlbau: Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf (federführend)

G. H. H. Oberhausen-Sterkrade

Dortmunder Union, Dortmund

Demag AG, Duisburg

MAN, Gustavshurg

Berliner Firmen

Stahlbeton der Geh- und Radwegkonstruktion:

Beton- und Monierbau, Düsseldorf

Seillieferung:

Westfälische Union Hamm

HOAG, Werk Gelsenkirchen

Verschiedenes

Knicken von Stäben mit veränderlichem Querschnitt im plastischen Bereich¹⁾

Druckstäbe mit veränderlicher Querschnittshöhe — also veränderlichem Trägheitsmoment — dürfen nur dann nach DIN 4114 Ri 7.6 bemessen werden, wenn sie die zusätzliche Bedingung erfüllen, daß ihre Querschnittsfläche F über die Stablänge zumindest angenähert konstant ist. Diese Einschränkung ist notwendig, weil die dort angegebenen Näherungsformeln unter der Voraussetzung abgeleitet sind, daß der Elastizitätsmodul bei Erreichen der Knicklast über die Stablänge konstant ist. Diese Voraussetzung ist erfüllt, wenn die Querschnittsfläche des Stabes konstant ist, oder wenn die Knickspannung bei Stäben mit veränderlicher Querschnittsfläche in allen Bereichen unterhalb der Proportionalitätsgrenze σ_p bleibt. Letzteres trifft in der Regel nicht zu, so daß man dann die Knicklasten solcher Stäbe nach der „klassischen Methode“ der Differentialgleichung berechnen muß. Eine Lösungsmethode gibt Ri 7.8 an; über ein anderes Verfahren, daß sich besonders dann empfiehlt, wenn F und J stufenweise über die Stablänge veränderlich sind, soll im folgenden berichtet werden.

Die Differentialgleichung zur Bestimmung der Knicklast eines beiderseits gelenkig gelagerten Stabes mit veränderlichem Querschnitt und Trägheitsmoment

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{\nu_K P}{(TJ)_x} \cdot y \quad (1)$$

mit den Randbedingungen $y(0) = 0$ und $y(l) = 0$ wird in eine Integralgleichung umgeformt und durch Probieren auf numerischem Wege gelöst. Führt man die dimensionslose Größe $\xi = \frac{x}{l}$ ein, so erhält die Gl. (1) die Form

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} = - \frac{\nu_K Pl^2}{(TJ)_\xi} \cdot y \quad (2)$$

An Stelle der Randbedingung $y(0) = 0$ und $y(1) = 0$ werden die Randbedingungen für die 2. Ableitung (Biegemoment) angeschrieben:

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} \Big|_{\xi=0} = 0 \quad (3a)$$

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} \Big|_{\xi=1} = 0 \quad (3b)$$

Man setzt

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} = Y(\xi)$$

und erhält durch Integration

$$\frac{dy}{d\xi} = \int_0^\xi Y(\xi) d\xi - C_1$$

und

$$y = \int_0^\xi (\xi - \zeta) Y(\zeta) d\zeta - C_1 \xi - C_2 \quad (4)$$

Aus $y(0) = 0$ folgt $C_2 = 0$.

¹⁾ Nach J. E. Goldberg, J. L. Bogdanoff, Hsu Lo: Inelastic Buckling of non-uniform Columns. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Paper 943 April 1956.

(4) eingesetzt in (2) ergibt die Integralgleichung

$$Y_{(\xi)} = \frac{\nu_K P l^2}{(TJ)_{\xi}} \left[-\xi \int_0^{\xi} Y_{(\zeta)} d\zeta + \int_0^{\xi} Y_{(\zeta)} \zeta d\zeta + C_1 \xi \right]$$

mit der Randbedingung $Y_{(\xi=1)} = 0$.

Zur numerischen Lösung der Integralgleichung unterteilt man den Integrationsbereich $\xi = 0$ bis $\xi = 1$ in n gleiche Abschnitte von der Größe h und erhält, wenn man in jedem Abschnitt $Y_{(\xi)}$ näherungsweise durch eine Gerade darstellt (Bild 1) an Stelle der Inte-

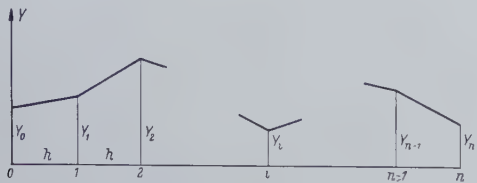


Bild 1. Annäherung der Funktion $Y(\xi)$ durch einen Polygonzug

rale die Summen:

$$\int_0^{\xi_i} Y_{(\zeta)} d\zeta = h \left[\frac{1}{2} Y_0 + \sum_{k=1}^{i-1} Y_k + \frac{1}{2} Y_i \right] \dots \dots (6)$$

$$\int_0^{\xi_i} Y_{(\zeta)} \zeta d\zeta = h^2 \left[\frac{1}{6} Y_0 + \sum_{k=1}^{i-1} k Y_k + \left(\frac{i}{2} - \frac{1}{6} \right) Y_i \right] \dots (7)$$

(6) und (7) mit $Y_0 = 0$ in (5) eingesetzt, liefern:

$$Y_i = \frac{\nu_K P l^2}{(TJ)_i} \left[C_1 h i - \frac{1}{6} h^2 Y_i - h^2 i \sum_{k=1}^{i-1} Y_k + h^2 \sum_{k=1}^{i-1} k Y_k \right] \dots (8)$$

Bei Eigenwertproblemen erhält man zwar die Form der Knickbiegeline, nicht aber deren absolute Größe. In Gl. (8) ist C_1 frei wählbar, da mit einer Änderung von C_1 nur eine ähnliche Verzerrung der Kurve $Y = f(\xi)$ verbunden ist. Es wird $C_1 = 1$ gesetzt.

Aus (8) mit $h = \frac{1}{n}$ ergibt sich:

$$Y_i = \frac{i n - i \sum_{k=1}^{i-1} Y_k + \sum_{k=1}^{i-1} k Y_k}{\frac{n^2 (TJ)_i}{\nu_K P \cdot l^2} + \frac{1}{6}} \dots \dots (9)$$

Mit einer Vergleichsbiegesteifigkeit $(TJ)_c$, dem Beiwert

$$\alpha_i = \frac{(TJ)_i}{(TJ)_c} \text{ und } \frac{\pi^2 (TJ)_c}{l^2} = P_T$$

erhält man aus Gl. (9)

$$Y_i = \frac{i n - i \sum_{k=1}^{i-1} Y_k + \sum_{k=1}^{i-1} k Y_k}{\frac{n^2 P_T \alpha_i}{\nu_K P \cdot \pi^2} + \frac{1}{6}} \dots \dots (10)$$

ine geeignete Form zur Berechnung der Knicklast P_K .

Der Weg über die Integralgleichung erübrigt sich, wenn der Stab in zwei bestenfalls drei Abschnitte zu unterteilen ist. In diesem Falle kann die Differentialgleichung (1) unmittelbar gelöst werden.

Der Rechnungsgang, der auch an einem Beispiel erläutert werden soll, ist wie folgt durchzuführen.

1. Man unterteilt den Stab in n gleiche Felder und bestimmt die Querschnittsfläche F und das Trägheitsmoment J (Tafel 1 Spalte 1, 2 und 5). Ändern sich F und J in einem Feld, so setzt man einen geeigneten Mittelwert ein (siehe Beispiel).

2. Man wählt die Knicksicherheit ν_K .

3. Man berechnet die Knickspannung $\sigma_K = \frac{\nu_K P}{F}$ in jedem Feld, entnimmt aus Bild 2 den Engessermodul $T = \kappa E$, bestimmt α_i und den Wert $\left(\frac{n^3 P_T \alpha_i}{\nu_K \cdot P \cdot \pi^2} + \frac{1}{6} \right)$ für jeden Abschnitt (Tafel 1 Spalte 3, 4, 6 und 7).

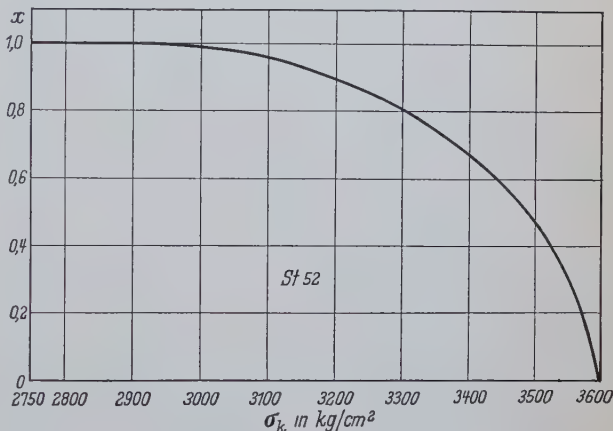
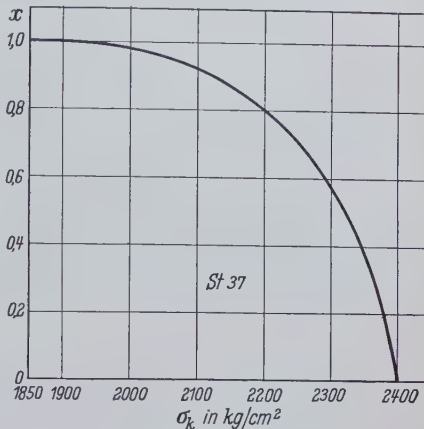


Bild 2. Abminderungsbeiwert κ für St 37 und St 52 nach DIN 4114 Ri 7.4

4. Nun werden zeilenweise die Zahlenwerte in der Reihenfolge Spalte 10, 11, 13, 9, 12 berechnet. Y_i in Spalte 9 wird aus Gl. (10) ermittelt.

5. Wenn sich $Y_n = 0$ ergibt, dann ist ν_K richtig gewählt, und $\nu_K \cdot P$ ist die Knicklast. Ist $Y_n \neq 0$, was in der Regel der Fall sein wird, dann muß die Rechnung mit einem neuen ν_K wiederholt werden. Wenn Y_i während der Rechnung das Vorzeichen wechselt, dann bedeutet dies, daß die Knickbiegeline einen Wendepunkt aufweist, und das gewählte ν_K liefert die Knicklast für einen kürzeren Stab. Beim nächsten Schritt muß also ein kleineres ν_K angenommen werden; im anderen Falle, wenn also Y_i das Vorzeichen nicht wechselt, ein größeres ν_K . Eine obere Schranke für das anzunehmende ν_K ergibt sich aus der Überlegung, daß die Knickspannung σ_K in jedem Teil des Stabes kleiner als die Fließgrenze σ_F sein muß:

$$\nu_K < \frac{F_{\min} \cdot \sigma_F}{P}$$

Beispiel

Es soll der Stabilitätsnachweis für den Stab $a d$ mit veränderlichem Querschnitt und den Lagerungsbedingungen des Eulerfalles 1 (Bild 3) für eine Last $P = 200$ t geführt werden.

Gl. (10) gilt nur für den beiderseits gelenkig gelagerten Stab (Lagerungsbe-

Tafel 1. Tabellenrechnung für $\nu_K = 2,75$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
i	F	σ_K	T	J	α_i	$\frac{n^2 P_T \alpha_i}{\nu_K P \cdot \pi^2} + \frac{1}{6}$	$i n$	Y_i	$i-1 \sum_{k=1} Y_k$	$i-1 \sum_{k=1} Y_k$	$i Y_i$	$i-1 \sum_{k=1} Y_k$
	[cm ²]	[kg/cm ²]	[10 ³ kg/cm ²]	[10 ⁴ cm ⁴]								
1	240	2292	1,25	15,0	0,380	4,52	10	2,21	0	0	2,21	0
2	241,5	2280	1,32	15,2	0,406	4,82	20	3,69	2,21	4,42	7,38	2,21
3	270	2036	2,03	19,0	0,782	9,12	30	2,40	5,90	17,70	7,20	9,59
4	282	1951	2,095	20,8	0,882	10,27	40	2,30	8,30	33,20	9,20	16,79
5	300	1833	2,10	23,5	1,000	11,62	50	1,98	10,60	53,00	9,90	25,99
6	300	1833	2,10	23,5	1,000	11,62	60	1,76	12,58	75,48	10,56	35,89
7	282	1951	2,095	20,8	0,882	10,27	70	1,57	14,34	100,38	10,99	46,45
8	270	2036	2,03	19,0	0,782	9,12	80	1,11	15,91	127,28	8,88	57,44
9	241,5	2280	1,32	15,2	0,406	4,82	90	0,65	17,02	153,18	5,85	66,32
10	240	2292	1,25	15,0	0,380	4,52	100	-1,0	17,67	176,7		72,17

dingungen des Eulerfalles 2). Der Stab nach Bild 3 kann aber als linke Hälfte eines symmetrisch ausgebildeten beiderseits gelenkig gelagerten Stabes von der doppelten Länge aufgefaßt werden. Für diesen Ersatzstab ($l = 28 \text{ m}$) wird die Berechnung durchgeführt.

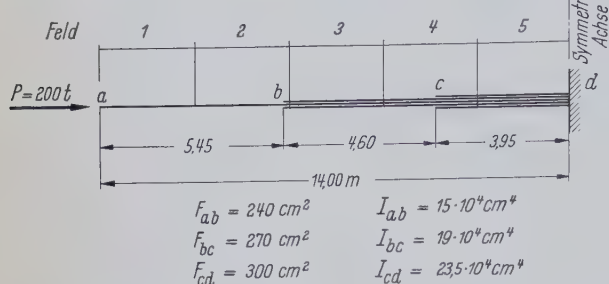


Bild 3. Abmessungen des Stabes für das Zahlenbeispiel

$$\nu_K < \frac{240 \cdot 2,4}{200} = 2,88.$$

1. Annahme $\nu_K = 2,75$.

Der Rechnungsgang ist bereits erläutert worden, die Zahlenrechnung enthält Tafel 1. Es ergibt sich $Y_{10} = -1$. Y_i , das dem Biegemoment proportional ist, wechselt innerhalb der Stablänge das Vorzeichen, die Knickbiegeline hat also einen Wendepunkt und somit gehört das gewählte ν_K zu einem kürzeren Stab. Für den nächsten Rechnungsgang muß also ein kleineres ν_K gewählt werden.

Für die 2. Annahme $\nu_K = 2,6$ (Rechnung hier nicht durchgeführt) ergibt sich $Y_{10} > 0$.

Mit $\nu_K = 2,64$ (Rechnung in Tafel 2) erhält man $Y_{10} \approx 0$.

Die Knicklast beträgt somit

$$P_K = 2,64 \cdot 200 = 528,0 \text{ t.}$$

Tafel 2. Tabellenrechnung für $\nu_K = 2,64$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
i	F	σ_K	T	J	α_i	$\frac{n^2 P T \alpha_i}{\nu_K P \cdot \pi^2} + \frac{1}{6}$	$i n$	Y_i	$i-1 \sum_{k=1} Y_k$	$i-1 \sum_{k=1} Y_k$	$i Y_i$	$i-1 \sum_{k=1} Y_k$
	[cm²]	[kg/cm²]	[10⁶ kg/cm²]	[10⁴ cm⁴]								
1	240	2200	1,685	15,0	0,512	6,28	10	1,59	0	0	1,59	0
2	241,5	2185	1,73	15,2	0,533	6,52	20	2,83	1,59	3,18	5,66	1,59
3	270	1955	2,095	19,0	0,807	9,80	30	2,45	4,42	13,26	7,35	7,25
4	282	1871	2,10	20,8	0,885	10,73	40	2,53	6,87	27,48	10,12	14,60
5	300	1760	2,10	23,5	1,000	12,09	50	2,30	9,40	47,00	11,50	24,72
6	300	1760	2,10	23,5	1,000	12,09	60	2,16	11,70	70,20	12,96	36,22
7	282	1871	2,10	20,8	0,885	10,73	70	2,06	13,86	97,02	14,42	49,18
8	270	1955	2,095	19,0	0,807	9,80	80	1,66	15,92	127,36	13,28	63,60
9	241,5	2185	1,73	15,2	0,533	6,52	90	1,33	17,58	158,22	11,97	76,88
10	240	2200	1,685	15,0	0,512	6,28	100	-0,04	18,91			88,85

Der Stab wird in 10 Abschnitte unterteilt ($n = 10$, $h = 2,8 \text{ m}$). Gewogene Mittelwerte für F und J :

Feld 2 und 9

$$F = \frac{240 \cdot 2,65 + 270 \cdot 0,15}{2,8} = 241,5 \text{ cm}^2,$$

$$J = \frac{15 \cdot 2,65 + 19 \cdot 0,15}{2,8} \cdot 10^4 = 15,2 \cdot 10^4 \text{ cm}^4.$$

Feld 4 und 7

$$F = \frac{270 \cdot 1,65 + 300 \cdot 1,15}{2,8} = 282 \text{ cm}^2,$$

$$J = \frac{19 \cdot 1,65 + 23,5 \cdot 1,15}{2,8} \cdot 10^4 = 20,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^4.$$

Festwerte für die Tabellenrechnung:

$$(TJ)_e = 23,5 \cdot 2,1 \cdot 10^{10} = 49,4 \cdot 10^{10} \text{ kgcm}^2,$$

$$P_T = \frac{\pi^2 (TJ)_e}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot 49,4 \cdot 10^{10}}{2,8^2 \cdot 10^6} = 621 \cdot 10^3 \text{ kg},$$

Zur Beantwortung der Frage, ob die errechnete Knicksicherheit nach DIN 4114 ausreichend ist, bestimmt man für jeden Stabteil

$$\text{die Knickspannung } \sigma_K = \frac{P_K}{F}.$$

$$a b: \sigma_K = \frac{528}{240} = 2200 \text{ kg/cm}^2 \quad \nu_{\text{Kerf}} = 2,58,$$

$$b c: \sigma_K = \frac{588}{270} = 1960 \text{ kg/cm}^2 \quad \nu_{\text{Kerf}} = 2,73,$$

$$c d: \sigma_K = \frac{588}{300} = 1760 \text{ kg/cm}^2 \quad \nu_{\text{Kerf}} = 2,63.$$

Die nach DIN 4114 Ri Tafel 3 zu den jeweiligen Knickspannungen vorgeschriebenen Sicherheiten sind ebenfalls angegeben. Der größte Wert ist maßgebend. Es wäre demnach $\nu_K = 2,73$ erforderlich. Diese Sicherheit wird also nicht ganz erreicht.

Für sämtliche Rechnungen genügt Rechenschiebergengenauigkeit.

Dipl.-Ing. W. Goder

Die neue Brücke über den Firth of Forth

1. Allgemeines

Die Karte der britischen Inseln zeigt, daß die Küste von einer Anzahl tiefer Einschnitte unterbrochen ist, die für den Verkehr sehr störend sind. Im Mutterlande der Eisenbahnen ist es nicht verwunderlich, daß die Bahnen diese Schwierigkeiten viel früher zu überwinden versucht haben als die Straßen, die vor dem Erscheinen des Kraftwagens offenbar als veraltet und überholt angesehen wurden — eine Ansicht, deren Folgen sich noch heute in der jahrzehntelangen Vernachlässigung des Straßenbaues in Großbritannien zeigen.

So wurde der Firth of Tay (Bild 1) schon in den siebziger Jahren des vorigen Jahrhunderts von einer über 3000 m langen Eisenbahnbrücke überbrückt, während der Straßenverkehr noch heute von einer Fähre bewältigt wird. Der Einsturz der ersten Taybrücke wird vielen Lesern aus Max Eyths Beschreibung unter dem Titel „Berufstragik“ bekannt sein. Die Katastrophe führte zu eingehenden Untersuchungen über den statischen Winddruck mit dem Ergebnis, daß nicht nur die zweite Brücke noch heute diesen Kräften widersteht, sondern daß auch der weit kühnere und schwierigere Bau einer Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth, bei Edinburg, im Jahre 1890 erfolgreich beendet wurde. Diese weitbekannte Brücke, für einen Winddruck von 275 kg/m² berechnet, ist umseitig in Bild 2 sichtbar.

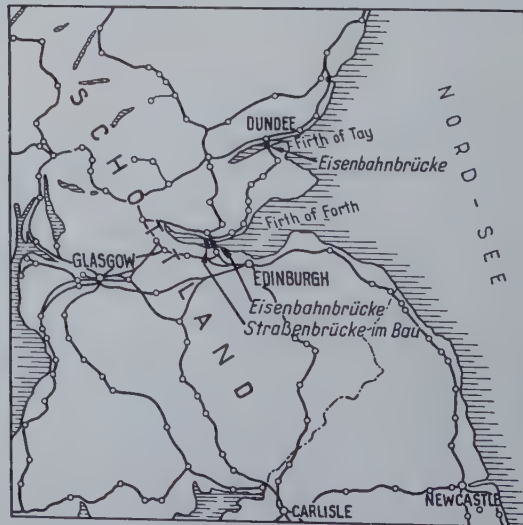


Bild 1. Lageplan der neuen Forthbrücke



Bild 2. Modellaufnahme der alten Eisenbahn- sowie der neuen Straßenbrücke über den Firth of Forth

Die Vernachlässigung des Straßenbaues in Großbritannien ist aber nun endlich im Abflauen und geht gelegentlich wohl sogar in das Gegenteil über, wenn zum Beispiel ernsthaft vorgeschlagen wird, eine Reihe von Eisenbahnlinien in Straßen umzubauen.

Die drei wichtigsten Straßenkreuzungen, die zur Zeit in Vorbereitung oder bereits im Bau sind, sind ein moderner Tunnel unter der Themse, unterhalb Londons, und zwei Hängebrücken, von fast gleichen Abmessungen, über den Severn bei Chepstow und über den Firth of Forth bei Edinburg.

2. Vergleichsvorschläge

Bei dem Wettbewerb für die neue Forthbrücke waren eine Reihe Vorschläge verworfen worden. Es war natürlich verführerisch, zu versuchen, die bestehende Eisenbahnbrücke dem Straßenverkehr dienstbar zu machen, zum Beispiel durch eine Straßenfahrbahn oberhalb der Geleise. Um eine Überbeanspruchung der Brücke oder schwierige Verstärkungen zu vermeiden, sollte der Eisenbahnfahrplan so geregelt werden, daß sich zwei Züge nicht an den gefährdetsten Stellen treffen konnten. Eine solche Straßenverbindung wäre aber von vornherein viel zu eng gewesen. Ein anderer Vorschlag war, beiderseits auszukragen, aber nicht für eine Straßenfahrbahn, sondern für Züge von leichten Plattformwagen, auf denen Kraftwagen hin und her befördert werden sollten. Auch hier wieder sollte der Fahrplan dieser „Sonderzüge“ oder aber der Hauptbahn so geregelt werden, daß Überlastungen nicht eintreten konnten.

Ein sehr eingehend untersuchter Gegenvorschlag war der eines Tunnels statt einer Brücke. In Anbetracht der großen Wassertiefe sollte dieser Tunnel aber nicht im Untergrund verlaufen, sondern in Form einer elliptischen Stahlbetonröhre von 29,0 m Weite und 8,0 m Höhe innerhalb des Wassers. Die Spannweiten dieser „Unterwasserstraße“ sollten 213 m betragen, um die tiefste Stelle in einem Zuge überbrücken zu können. Die Röhre sollte auf Pfählen ruhen, die aber im wesentlichen nur der seitlichen Stabilisierung zu dienen hätten, da das Gewicht der Röhre (etwa 14 000 Tonnen für 213 m) ungefähr dem des verdrängten Wassers entsprochen hätte.

Die Kosten dieses Vorschlages wären etwa die gleichen gewesen wie für die Brücke, er wurde aber aus einer Reihe von Gründen verworfen: Die Röhre würden den Wasserquerschnitt um ein Viertel einengen; die Röhre würden das Gewicht eines untergehenden Schiffes nicht tragen können; die Betriebskosten (Reinigung, Lüftung, Beleuchtung, Pumpen) würden weit höher sein als die der Brücke selbst einschließlich des regelmäßigen Anstriches.

3. Der Ausführungsentwurf

Wie die Taybrücke im vorigen Jahrhundert auf die Bedeutung des statischen Winddruckes hingewiesen hatte, so hat der Einsturz der

Tacomabrücke in den Vereinigten Staaten im Jahre 1940 die Aufmerksamkeit auf die dynamischen Wirkungen des Windes auf lange Hängebrücken gerichtet, und eingehende Windkanalversuche sind dem Entwurf der geplanten Hängebrücken über den Severn und Firth of Forth vorausgegangen¹⁾.

Bild 2, dessen Nachdruck freundlicherweise von der Scottish Daily Mail genehmigt wurde, zeigt eine Modellaufnahme der Forthbrücke, für deren Bau die Vorarbeiten jetzt im Gang sind.

Die Brücke hat eine Mittelstützweite von 1006 m, die größte Stützweite außerhalb der Vereinigten Staaten. Nur die Golden-Gate-Brücke in San Franzisko (1280 m), die George-Washington-Brücke in New York (1067 m) und die im November 1957 dem Verkehr übergebene Mackinac-Brücke²⁾ (1160 m) haben eine größere Mittelstützweite. Die Seitenöffnungen sind je 384 m lang. Die Gesamtlänge der Brücke, einschließlich der Zufahrtsöffnungen in Stahlbeton, wird 2600 m betragen, das ist etwa 70 m länger als die Eisenbahnbrücke.

Die beiden Hauptträger sind genietete Fachwerkträger von 8,4 m Höhe, das Verhältnis der Spannweite zur Höhe beträgt also rund 120. Als Ergebnis der Windkanalversuche wird die Fahrbahn in der Höhe der Obergurte angeordnet. Die beiden Hauptfahrbahnen sind je 7,3 m breit und sind aus aerodynamischen Gründen durch einen offenen Streifen von 3,0 m Breite getrennt; ähnliche Streifen trennen sie von den 2,75 m breiten Radfahrwegen und den 1,8 m breiten Fußwegen.

Die Durchfahrthöhe in der Mitte beträgt 52 m und die Pylonen, die geschweißt werden sollen, erreichen 152 m Höhe. Das Verhältnis der Pfeilhöhe zur Spannweite liegt daher bei 1 : 10. Die beiden Kabel sind im Felsen verankert, haben einen Durchmesser von etwa 70 cm und werden von Drähten mit einer Zugfestigkeit von 16 t/cm² gebildet. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion wird auf 35 000 Tonnen geschätzt.

Es wird erwartet, daß die Brücke in 5 bis 6 Jahren dem Verkehr übergeben werden kann. Die Gesamtkosten, einschließlich der umfangreichen neuen Zufahrtsstraßen, werden etwa 180 Millionen DM betragen. Hiervon werden 6 Millionen örtlich aufgebracht, die Regierung steuert 54 Millionen bei, und die restlichen $\frac{2}{3}$ kommen aus Anleihen, die durch einen Brückenzoll getilgt und verzinst werden sollen. Dieser letztere Vorschlag ist auf starken Widerstand der Kraftwagenbenutzer gestoßen, die fühlen, daß sie schon hinreichend besteuert sind, ohne daß bisher ein wesentlicher Teil dieser Steuern für Straßenbauzwecke verwendet worden ist. Die Einwände gegen die angeblich veraltete Einrichtung von Brückenzöllen sind aber verworfen worden.

Dr. H. Gottfeldt

¹⁾ Vorbericht, Dritter Kongreß I.V.B.H., S. 463.

²⁾ Vgl. auch Stahlbau 27 (1958) H. 6, S. 161/65.

Auswechseln des Schachtmantels eines Hochofens amerikanischer Bauart in Linz a. d. Donau¹⁾

Im Zusammenhang mit der Neuzustellung des Hochofens IV der „Vereinigten Österreichischen Eisen- und Stahlwerke Linz-Donau“ (Gestelldurchmesser 7,04 m; Fassungsraum etwa 1100 m³) hat sich die Notwendigkeit ergeben, daß nicht nur die Ausmauerung des Ofens, sondern auch der ganze Herdmantel und der Schachtmantel

¹⁾ Nach Mörth u. Schön, H.: Die technische Aufgabe der Hochofenzustellung. Werkszeitung der VOEST Linz/Donau 1956 H. 7 S. 5/7 u. 14 und Schön, H.: Auswechselung eines freitragenden Hochofenschachtmantels. Mit Genehmigung des Verfassers auszugsweise aus dem Manuskript übernommen.

bis nahe unter die Gichtbühne erneuert werden mußten. Nach einer mehrjährigen Offenreise war die Ausmauerung sehr schadhaft geworden; stellenweise fehlte sie überhaupt ganz. Dazu kam noch, daß nach Ausfall des ursprünglichen Kühlsystems die zusätzlich angeordnete Außenberieselung des Schachtmantels nicht ausgereicht hatte. Infolge der unzulässig hohen Erwärmung kam es zu Faltenbildungen, örtlichen Verbeulungen und Rissen in den Mantelblechen. Als weitere Folge wurde eine horizontale Verschiebung der Gichtbühne um 200 mm und eine Senkung um 150 mm festgestellt.

Bei Beurteilung der verschiedenen Schäden ist zu beachten, daß es sich um einen freitragenden Ofen amerikanischer Bauart handelt. Der Mantel hat hierbei eine tragende Funktion und übernimmt alle Belastungen aus der Gichtbühne mit ihren Auflasten (Begiehungseinrichtungen, Aufbauten, Gasabzugrohre usw.), je nach Ausführungsart auch den sehr einseitig wirkenden Auflagerdruck des Schrägaufzuges. Außerdem wird der Ofenmantel durch die Umgänge und Bedienungsbühnen zwischen Tragring und Gichtbühne belastet. Die gesamte senkrechte Auflast des Mantels beträgt bei dem Linzer Ofen etwa 500 t, die nach unten bis auf den Tragring und die darunter angeordneten 6 Hauptstützen des Ofens zu übertragen ist.

Die einzelnen Blechschüsse des Mantels waren in den Horizontalverbindungen überlappt vernietet; infolge der adhsrechten Belastungen des Mantels traten hier erhebliche Zusatzspannungen auf. Die örtlichen Feststellungen ließen eindeutig erkennen, daß hier und bei Ofen ähnlicher Bauart die horizontalen Nietverbindungen Ausgangspunkte der Blechverformungen waren.



Bild 1. Umbau des Hochofens IV der Voest-Linz/Donau.

Die Gesamtschäden waren derart, daß eine Ausbesserung des Herd- und Schachtmantels nicht in Frage kam. Eine Demontage des Schachtmantels mit der Gichtbühne und deren Aufbauten mit nachfolgendem Wiederaufbau mußte wegen der hohen Kosten und der langen Bauzeit auch ausscheiden. Nach einem Vergleich der von verschiedenen namhaften Firmen gemachten Vorschläge haben sich die VOEST für den Entwurf der eigenen Stahlbauabteilung entschieden. Hiernach sollte die Gicht in einer Höhe von 35 m über dem Hüttenflur durch ein vierstieliges Gerüst aus längsgeschweißten Rohren (600 mm ϕ , 10 mm Wanddicke) abgefangen werden (Bild 1). Für die Abstützung der Gicht war das Gerüst oben mit einer Bühne abgedeckt. Ein besonderer Aufbau auf dem Gerüst war für die Abstützung des Schrägaufzuges vorgesehen. Die 4 Hauptstiele des Gerüsts waren am unteren Ende pyramidenförmig zusammengeführt und gelenkig auf dem Ofenfundament gelagert. In etwa 10 m Höhe war ein Trägerrost angeordnet, der das Gerüst mit den Köpfen der vorhandenen 6 Hochofenstützen verbindet. Die Verbindung zwischen Gerüst und Trägerrost wurde aber erst vernietet, nachdem mit Hilfe hydraulischer Pressen die senkrechten Lasten aus Gicht und Schrägaufzug in das Gerüst übertragen waren. Die Lasten wurden also direkt in das Fundament geführt.

Anschließend konnte der Schachtmantel unter der Gichtbühne durchgeschnitten werden. Die Methode, nach der die Trennung von Gicht und Schacht erfolgte, ist sehr bemerkenswert. Um schlagartige Belastungen zu vermeiden, wurde das letzte Stück des Mantelbleches nicht gebrannt, sondern durch langsames Erwärmen auf Rotglut getrennt. Hierauf wurden von der oberen Gerüstplattform aus mit Hilfe hydraulischer Pressen die infolge der Mantelschäden eingetretenen horizontalen und vertikalen Lageveränderungen von Schacht- und Schrägaufzug berichtigt.

Statisch gesehen wirkte das Gerüst als Pendelstütze, deren Stabilität durch die Anordnung des Trägerrosts unter der Tragringebene erreicht wird. Der Rost ist derart konstruiert, daß er wohl senkrechte, aber nur beschränkte horizontale Kräfte übertragen kann, so daß auch die gesamte Windlast im unteren Gelenklager aufgenommen wird. Die aus dem Versetzungsmoment der Windkräfte stammenden vertikalen Kräfte werden durch den Trägerrost in die 6 Hochofenstützen übertragen.

Nach Beendigung aller Vorarbeiten wurde der alte Mantel bis auf die 2 obersten, nicht beschädigten Blechschüsse demontiert. Das Bild 1 zeigt die Baustelle in diesem Zustande. Anschließend an die Demontage erfolgte der Einbau des neuen Mantels, der im Gegensatz zur alten Ausführung vollständig geschweißt wurde. Gleichzeitig konnten die Arbeiten an dem neuen Herdmantel durchgeführt werden, da die nadelförmige Ausbildung des unteren Gerüstteiles genügend Arbeitsraum frei ließ. Hierdurch wurde die Bauzeit wesentlich abgekürzt.

Das Gewicht der Gerüstkonstruktion mit allen Nebeneinrichtungen beträgt nicht ganz 100 t.

Nach Beendigung der Arbeiten kann gesagt werden, daß sich der Vorschlag der Stahlbauabteilung der VOEST in jeder Weise bewährt hat. Der Entwurf und die vollständig unfallfreie Durchführung der Arbeiten waren eine einmalige Leistung. Besondere Anerkennung verdienen die weitgehenden Sicherungsmaßnahmen. Die Baustelle stand ständig in Verbindung mit der Wetterwarte des Flughafens Hörsching. In allen kritischen Baustadien und bei Durchführung gewisser Arbeiten wurden an allen wichtigen Stellen Posten aufgestellt, die untereinander und mit der Bauleitung telefonisch verbunden waren, um ihre jeweiligen Messungsergebnisse und andere wichtige Feststellungen an die zentrale Kommandostelle weitergeben zu können. Das gute Gelingen des schwierigen Unternehmens war in erster Linie auch eine Folge der weitestgehenden und planmäßigen Vorbereitungen. Das Unternehmen war gleichzeitig ein Musterbeispiel bester und verständiger Zusammenarbeit von Büro, Betrieb und Montage.

Abschließend sollen noch einige Angaben über die Neuzustellung des Hochofens II der gleichen Gesellschaft gemacht werden (Gestell-durchmesser 6,04 m; Fassungsraum etwa 900 m³):

Da der Zustand des Ofens wesentlich besser war als der des Hochofens IV, waren neben der Erneuerung des Herdmantels und des ganzen Kühlsystems nur einige Schüsse im unteren Teil des Schachtmantels (35 mm dicke Bleche) auszuwechseln. Hier war eine Abstützung des Hochofenmantels mit Gichtplattform und Auflasten nicht erforderlich. Man hat bei den jeweils auszuwechselnden Schüssen fortlaufend naheinander Segmente von bestimmter Länge ausgeschnitten und durch entsprechende neue Bleche ersetzt. Zur Beschleunigung der Arbeiten wurde an zwei diagonal gegenüberliegenden Stellen eines Schusses gleichzeitig gearbeitet. Wenn auch auf eine Abstützung wie bei Hochofen IV verzichtet werden konnte, hat sich doch gezeigt, daß bei böigem Wetter der gesamte Mantel mit Auflasten federte. Gleichzeitig wurde festgestellt, daß der durch die Fenster geschwächte untere Teil des Mantels Neigung zum Ausbeulen zeigte. Mit entsprechenden Maßnahmen konnten aber auch diese Arbeiten unfall- und störungsfrei durchgeführt werden.

W. I n g e n e r f

Die St. Alban-Brücke über den Rhein in Basel¹⁾

Am 2. April 1955 wurde in unmittelbarer Nähe des Kraftwerkes Birsfelden eine neue Rheinbrücke dem Verkehr übergeben, welche als die zur Zeit größte teilweise geschweißte Straßenbrücke der Schweiz gilt. Sie dient dem in den Nachkriegsjahren stark angewachsenen innerstädtischen Verkehr zwischen Groß- und Klein-Basel, sowie zur besseren Lenkung des erheblichen internationalen Durchgangsverkehrs mit Kraftfahrzeugen aller Art.

Das statische System der Brücke ist ein Durchlaufträger auf vier Stützen (Bild 1) mit einer Mittelloffnung von 135 m Spannweite und zwei Seitenfeldern von je 57,5 m. Der tragende Querschnitt (Bild 2) wird gebildet aus zwei seitlichen vollwandigen Hauptträgern und der mit diesen biegefest verbundenen mittragenden Fahrbahnplatte, die als orthotrope Platte berechnet und konstruiert worden ist.

Die Lastannahmen sind gegenüber den zur Zeit des Entwurfes geltenden einschlägigen schweizerischen Normen erhöht worden, da die Brücke ständig dem ausgesprochen schweren Verkehr zwischen

¹⁾ Berichtet nach [1] und [2].

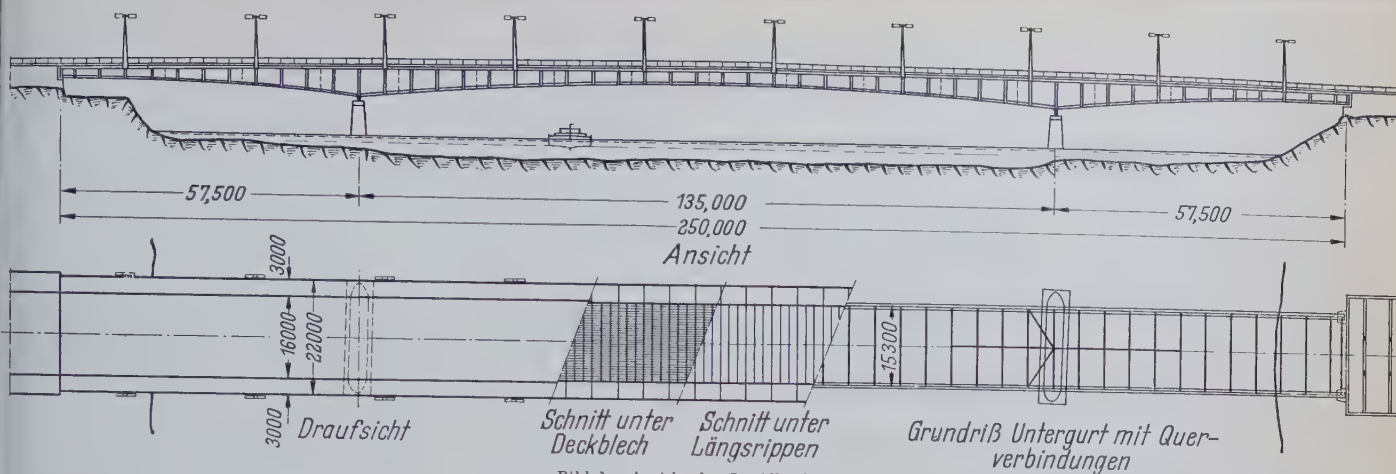


Bild 1. Ansicht der St. Albanbrücke

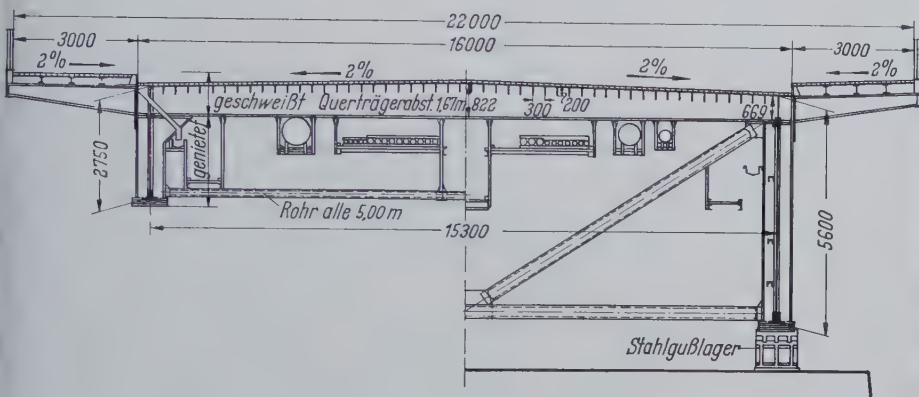


Bild 2. Querschnitt, links in Brückenmitte, rechts über dem Pfeiler



Bild 3. Pendelstütze beim Widerlager

Tafel 1. Technische Daten der St. Albanbrücke

Länge m	Nutz- breite m	Fläche m ²	Konstruk- tions- gewichte t	t/m ²	Werkstoffe			Bau- kosten sfrs.	Bauzeit		
					St 52 %	St 37 %	Stg. %		Auftrags- erteilung	Montage- beginn	Verkehrs- übergabe
250	22,00	5500	1948	0,354	76,6	22,6	0,8	4 000 000	11.5.1953	9.3.1954	2.4.1955

Hauptträger und Fahrplanplatten wurden sämtlich in Baseler Stahlbauanstalten vorgefertigt, in Stücken von 20—25 t Einzelgewicht zur Baustelle transportiert und im Freivorbau montiert. Lediglich in den Seitenfeldern waren vorübergehend Joche mit Rüstungen erforderlich. Hauptträgerstege, Untergurte, Quer- und Längssteifen sind miteinander vernietet. Die Fahrplanplatte und der kurze obere Anteil der Hauptträgerstege sind vollständig, also auch in allen Querstößen, geschweißt (Bild 2), die Montagelängsstöße des Hauptträgerstegbleches sind dagegen wieder genietet. Diese Art der teilweise geschweißten, teilweise genieteten Ausführung ist vom wirtschaftlichen wie auch vom konstruktiven Gesichtspunkt aus ungewöhnlich, da man im Verschießen dicker Lamellenpakete — bei der St. Albanbrücke beträgt die Dicke aller Gurtplatten zusammen im Untergurt über den Mittelstützen maximal 136 mm — bereits über genügende Erfahrungen verfügt (z. B. [3]).

Bis zum Abschluß der Freivorbau montage waren die Seitenfelder mittels provisorischer Pendelstützen in den Endwiderlagern verankert. Durch geeigneten Ballast wurden sie anschließend entlastet. Dann wurde der Ballast bis über die Innenstützen verfahren, wobei die Brücke bei gelöster Verankerung als Balken auf zwei Stützen mit auskragenden Enden einspielte. Erst in diesem Zustand wurden die endgültigen, um 60 cm längeren, Pendelstäbe (Bild 3) eingebaut. Sie haben daher praktisch nur die Reaktionen

aus den Verkehrslasten in die Endwiderlager zu übertragen. Darüber hinaus hat man aber auch einen wünschenswerten, weil Stahlsparenden, Abbau der hohen Montagemomente über den Mittelstützen bewirkt.

Erhebliche Kosten hat die Prüfung der Schweißnähte [4] verursacht. Man setzte hierzu Ultra-Schall- und Durchstrahlungsgeräte für Röntgenröhren und daneben radioaktive Isotope gleichzeitig ein. Über das Ausmaß der erkannten Fehlstellen ist jedoch nichts erwähnt worden.

Während der Belastungsproben blieben die wirklichen Durchbiegungen erwartungsgemäß etwas hinter den rechnerisch ermittelten Werten zurück. Bei diesem Anlaß hat man u. a. an den Fahrplanplatten unter einer 12-t-Einzellast Spannungsflächen für die Rippenunterkanten aufgenommen und in [2] mitgeteilt. Danach dürften die größten σ -Spannungen etwa 1000 kg/cm² betragen haben, vorausgesetzt, daß der in [2] angegebene Maßstab zur Ablesung der Spannungswerte zutreffend ist. Rechnerische Werte zum Vergleich sind nicht angegeben.

Bauherrin für das Objekt war die Stadt Basel, die Federführung bei Projektierung und Ausführung lag bei der ortsansässigen Stahlbau firma Buss A.G., Zulieferungen führten vier weitere Baseler Stahlbauanstalten aus.

Dr.-Ing. Schaefer

Schrifttum

- Guyer, R.: Die St. Albanbrücke über den Rhein in Basel. Schw. Bauzeitung 75 (1957), Nr. 29 S. 453/462.
- Oberholzer, O.: Die St. Albanbrücke über den Rhein in Basel. Schw. Bauzeitung 75 (1957) Nr. 33 S. 515/520, Nr. 34 S. 538/546.
- Jeßberger, L.: Wiederaufbau der Elbebrücke bei Lauenburg. Stahlbau 21 (1952) H. 6 S. 91/95.
- N. N.: Röntgenprüfung der Schweißnähte an der St. Albanbrücke (Basel). Acier Stahl Steel 22. (1957), S. 429/431.

Stahlbautagung Heidelberg 1958

Heidelberg, die sagenumwobene Stadt im schönen Neckartal, war am 22. und 23. Mai der diesjährige Tagungsort des Deutschen Stahlbau-Verbandes. In harmonischer Weise war die Anmut der Landschaft, die sich dem Teilnehmer in einer Fahrt am Neckar entlang nach Bad Wimpfen erschloß, in das Tagungsprogramm einbezogen worden.

Den Vorträgen war der 22. Mai gewidmet. Nach Worten der Begrüßung der zahlreichen Gäste aus dem In- und Ausland eröffnete der Vorsitzende des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Dipl.-Ing. v. Oswald, die Vortragsveranstaltung mit einigen interessanten Ausführungen zur wirtschaftlichen Lage der Stahlbauindustrie. Indem er den Optimismus des Bundeswirtschaftsministers teilte, nannte er die augenblickliche Abschwächung der Konjunktur eine schöpferische Atempause, die zur weiteren Rationalisierung der Betriebe ausgenutzt werden sollte. Die Möglichkeiten lägen hier vor allem auf dem Gebiet der Schweißtechnik, aber auch in der Anwendung schärferer Berechnungsmethoden, wie des Traglastverfahrens. Was die Konkurrenzfähigkeit der Stahlbauindustrie angeht, so sei die stahlverarbeitende Wirtschaft durch außerordentlich hohe Materialkosten belastet, die einen großen Anteil des Preises ausmachen. Gegenüber 1938 = 100 betrüge der Stahlpreisindex 398, der Preisindex von Zement dagegen nur 208 und der von Betonkies sogar nur 192. Da hierzu noch hohe Aufpreise für schweißbares Material kommen, appellierte er an alle Anwesenden, die Anforderungen gemäß DIN 17 100 nicht höher als unbedingt erforderlich zu stellen. Thomasstahl der Gütegruppe 1 sei in vielen Fällen ausreichend. Die Weltausstellung in Brüssel, wo etwa 45 000 t Stahl in geschickter Ausnutzung der besonderen Möglichkeiten der Stahlbauweise verbaut wurden, sei eine Manifestation für den Stahlbau. v. Oswald teilte noch mit, daß sich nun 10 Verbände aus 10 europäischen Ländern in der Europäischen Convention zusammengeschlossen haben, deren 1. Präsident zur Zeit der Vorsitzende des DStV ist.

Es schloß sich der Vortrag von Prof. Dr.-Ing. W. Pelikan, Stuttgart, über „Die orthotrope Platte der Stahlfahrbahn“ an. Die Weiterentwicklung der Stahlfahrbahn ist durch drei aus der großen wirtschaftlichen Bedeutung sich ergebenden Forderungen gekennzeichnet: Einfache und weniger zeitraubende Ermittlung der Spanngrößen mit ausreichender Genauigkeit, dem günstigen Traglastverhalten gerecht werdende Festlegung der zulässigen Spannungen und Anstrengungen, schritthaltende konstruktive Durchbildung und werkstattmäßige Fertigung.

Zur Ermittlung der Spanngrößen führte Prof. Pelikan aus, daß es nun Frau Dr. Eßlinger, MAN, gelungen sei, eine gegenüber der Arbeit von Cornelius¹⁾ weniger aufwendige praktische Lösung zu finden, die im Bereich zwischen zwei Rippen, wie Cornelius und später Mader²⁾, die endliche Struktur des Tragwerkes berücksichtigt. Zunächst werden die Rippen mit der Fahrbahn als orthotrope Platte behandelt, wobei die Querträger als starr angesehen werden und erst in einem zweiten Rechnungsgang wird die Querträgerweichheit in Form einer Korrektur berücksichtigt. Zur Vereinfachung der Berechnung des Fahrbahnbleches mit den Längsrippen als orthotrope Platte wird die Biegesteifigkeit des Bleches Null gesetzt, so daß bei torsionssteifen Rippen als einziger Parameter K_y (y läuft in Längsrichtung) übrigbleibt, was die Aufstellung von Kurventafeln sehr erleichtert. Bei torsionsweichen Rippen ergibt sich die einfache Differentialgleichung der Balkentheorie. Die Berechnung der mitwirkenden Breite erfolgt hierbei nach Chwalla mit Hilfe von Kurventafeln. Wie Versuche an der Technischen Hochschule Stuttgart ergaben, ist diese hier dargestellte Methode genügend genau³⁾.

Was die Festlegung der zulässigen Spannungen angeht, wies Prof. Pelikan daraufhin, daß etwa bei Einzellast auf einer Mittelrippe der Einfluß der Verformungen als Gehot der Wirtschaftlichkeit nicht mehr vernachlässigbar ist. Auf den sich ausbildenden Membranspannungszustand hat Prof. Klöppel wiederholt hingewiesen⁴⁾, unter dessen Leitung 1953 im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt Versuche an einem Modell der orthotropen Platte der Savebrücke Belgrad (torsionsweiche Längs-

rippen) durchgeführt wurden, die die Richtigkeit der Annahme bestätigten. Die versuchsmäßig ermittelte Traglast lag weit über der theoretischen Fließ- oder Bruchlast, womit bewiesen ist, daß diese Werte kein brauchbares Kriterium für die Dimensionierung darstellen. Bei der Savebrücke wurde im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit daher nicht nach σ_{zul} der Vordriften dimensioniert, sondern die zulässigen Spannungen so festgelegt, daß eine bleibende Durchbiegung von 0,5 mm auftrat, was bezüglich der Haltbarkeit des Belages für zulässig erachtet wurde. Gegenüber der theoretisch zulässigen Last bedeutete das eine 2,35fache Steigerung der Nutzlast. Dieses charakteristische Traglastverhalten der orthotropen Platte wurde 1957 auch für torsionssteife Längsrippen durch Versuche in Stuttgart bestätigt. In einem Falle wurde die theoretische Bruchlast zu etwa 4 t ermittelt, während im Versuch bei einer Belastung von 160 t, der Endlast der Maschine, das Tragwerk noch nicht zerstört war.

Wird dagegen eine Randrippe belastet, so kann sich hier der Membranzustand nicht so stark ausbilden, so daß die Traglast sehr viel niedriger liegt als bei Belastung in der Mitte des Feldes. Wahrscheinlich geben hier sogar Beulerscheinungen oder dynamische Radwirkungen die untere Begrenzung der Traglast an. Dauerversuche an orthotropen Platten wurden im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt von Professor Klöppel durchgeführt. Weitere Versuche laufen demnächst wieder an.

Im Hinblick auf die dritte Forderung gab Professor Pelikan dann einen kurzen Abriss der konstruktiven Entwicklung vom einfachen Kreuzwerk bis zu den heutigen torsionssteifen Rippen. Einen wichtigen Beitrag zur wirtschaftlichen werkstattmäßigen Herstellung leisten dabei die vervollkommenen Methoden der Schweißtechnik. Da die Längsnähte zwischen Rippe und Deckblech ohnehin nur gering beansprucht werden, lassen sich hier bei torsionssteifen Hohlrippen mit Hilfe der Punktschweißung noch bedeutende Einsparungen erzielen. Auch werden die Eigenspannungen dadurch vermindert. Der Wunsch aller Beteiligten geht dahin, möglichst bald eine allgemeine Zulassung der Punktschweißung seitens der Behörden zu erwirken. Auch zur Serienfertigung eignet sich die orthotrope Platte, leider sind jedoch durch die Normung noch keine entsprechenden Schritte unternommen worden. Prof. Pelikan betonte, daß die Entwicklung noch durchaus im Fluß ist. Was bisher erreicht wurde, zeigte er an Hand einer Folge von Bildern der Brücken Kirchhain, Köln-Mülheim, Düsseldorf-Neuß, Save-Brücke (Belgrad), Duisburg-Homberg, Nordbrücke Düsseldorf. Er gab zum Schluß seines Referates dem Wunsch Ausdruck, daß die Versuche zur Ermittlung der Traglast von orthotropen Platten in Zukunft doch auf breiterer Basis durchgeführt werden mögen, um möglichst bald die noch ungenutzten Tragreserven ausnutzen zu können.

Anschließend ergriff Ministerialrat Dr. Klingenberg zu einem kurzen Diskussionsbeitrag das Wort. In dem seiner Behörde unterstellten Bereich werde darauf geachtet, daß mit Rücksicht auf die Dauerhaftigkeit des Belages die Fließgrenze bei der Dimensionierung der orthotropen Platte nicht überschritten werde. Es gälte zunächst die Eigenschaften des Asphaltbelages zu verbessern. Auch wies er auf die vom Blickpunkt des Belages her ungünstigen Erfahrungen auf solchen Fahrbahnen hin, deren Bleche von Hause aus Vorwölbungen, d. h. einen Membranspannungszustand aufwiesen.

Über „Vorgespannte Stahlkonstruktionen als Überdachung für Großräume“ sprach in dem folgenden Vortrag Professor Dr.-Ing. B. Fritz, Karlsruhe, der diesem Gebiet stets sein besonderes Augenmerk widmete. Indem er an seine frühere Veröffentlichung⁵⁾ über die Vorspannung des Untergurtes von Fachwerkträgern mit Rundstahl, z. B. St 80/105 ϕ , anknüpfte, beschrieb er als besonders wirtschaftliche Konstruktion ein pfettenloses Hallendach, bei dem vorgespannte 3-Gurt-Träger mit der Dachhaut im Verbund Verwendung fanden. Es ergab sich bei einem 40 m weitgespannten Hallendach das relativ niedrige Eigengewicht von 23 kg pro m² Grundrißfläche. Einige Aufnahmen von ausgeführten Bauten ergaben ein eindrucksvolles Bild der mannigfaltigen Möglichkeiten. In einem Falle wurde eine lichte Weite von 110 m für eine Flugzeughalle frei überspannt. Neben diesen vorgespannten Trägern findet sich das Prinzip der Vorspannung noch bei den einfachen radial seilverspannten Dächern⁶⁾ sowie bei den insbesondere in den USA ausgeführten Satteldächern mit sich kreuzenden Scharen von Tragseilen. Zur Vermeidung der Flattererscheinungen bei Windangriff wird hier die fehlende Biegesteifigkeit durch eine starke Vorspannung der Tragseile künstlich erzeugt, was sich auch bezüglich der Forderung nach einer Begrenzung der Verformung mit

¹⁾ Cornelius, W.: Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte. Stahlbau 21 (1952) H. 2 S. 21/24, H. 3 S. 43/48, H. 4 S. 60/64.

²⁾ Mader, F.: Die Berücksichtigung der Diskontinuität bei der Berechnung orthotroper Platten. Stahlbau 26 (1957) H. 10 S. 283/89.

³⁾ Eine ausführliche Beschreibung erfolgt in einem demnächst erscheinenden Forschungsheft der MAN.

⁴⁾ Klöppel, K.: Zur orthotropen Platte aus Stahl. Festschrift Köln-Mülheim 1951. Herausg. von der Stadt Köln. — Klöppel, K.: Über zulässige Spannungen im Stahlbau. Stahlbau-Tagung Baden-Baden 1954. Veröffentlichung des Deutschen Stahlbau-Verbandes H. 6 Köln 1958. Stahlbau Verlags-GmbH.

⁵⁾ Fritz, B.: Über die Berechnung und Konstruktion vorgespannter, stählerner Fachwerkträger. Stahlbau 24 (1955) H. 8 S. 169.

⁶⁾ Cornelius, W.: Die statische Berechnung eines seilverspannten Daches am Beispiel des US-Pavillons auf der Weltausstellung in Brüssel 1958. Stahlbau 27 (1958) H. 4 S. 98/103.

Rücksicht auf die Dacheindeckung und die Wärmedämmplatten günstig auswirkt. Diagramme von einfachen radialvorgespannten Stabhängewerken zeigten die Abhängigkeit der Durchbiegungen und der Spannungen von der Vorspannung¹⁾. Einige Ausführungen zum sogenannten Regenschirmspanndach, bei dem die Vorspannung der radialen Stahlseile durch Hochdrücken einer mittleren Stützkonstruktion erzielt wird, bildeten den Abschluß des Vortrages.

Sodann referierte Professor Dr.-Ing. O. Steinhardt, Karlsruhe, über „Die Stahlkonstruktionen der großen deutschen hydroelektrischen Speicheranlagen“, die mit einem Beitrag von etwa 10 % vor allem der Abdeckung der Tagesstromspitzen dienen. Den zukünftigen Bedarf an Stahlkonstruktionen schätzte er auf 500 bis 2000 t pro 100 Millionen KWh pro Jahr. Er ist recht verschiedener Art. Abgesehen von den Krananlagen — bei dem Pumpspeicherwerk Geesthacht wurden z. B. Portalkrane mit 16 m Spannweite, 18,5 m Höhe und 125 t Tragkraft verwandt —, sind insbesondere für die Maste der Hochspannungsfreileitungen erhebliche Mengen an Stahl erforderlich. So benötigt man für eine 380-KV-Leitung bei einem Maßabstand von 350 m für 10 km Länge 590 t Stange. Bei der Dimensionierung der Maste ist die Ermittlung der Windlastbeiwerte c in Abhängigkeit vom Völligkeitsgrad, die bei viereckigen Masten und Windanströmung übereck am größten werden, von besonderer Bedeutung. Auch besteht hier die Gefahr von Dauerbrüchen durch Wirbelablösung, wie sie bei Wiesenthal im Schwarzwald an der unteren Traverse eines Hochspannungsmastes beobachtet wurden.

Weiterer Bedarf an Stahlkonstruktion tritt bei den Umspannanlagen auf.

Ganz besondere Sorgfalt verlangt die Berechnung und konstruktive Durchbildung der Druckrohrleitungen, die durch ihre stoßweise Belastung und den Temperaturbereich von $+50^\circ$ bis -40° der Gefahr des Spröbbruchs in gesteigertem Maße ausgesetzt sind. Der Einfluß der Rohrdicke, der Materialgüte und der Bauform auf die Übergangstemperatur werden zur Zeit in Karlsruhe geprüft. Professor Steinhardt teilte noch mit, daß von der Jahresproduktion von ungefähr 800 000 t der deutschen Stahlbaugewerkschaft etwa 30 000 t auf Druckrohrleitungen entfallen. Er zeigte zum Abschluß seines Vortrages Lichtbilder von Rohrabzweigungen, die an den Konstrukteur wie auch an den Statiker hohe Anforderungen stellen, und gab Formeln zur Ermittlung der Schnittkräfte an den Verschneidungslinien an.

Die Nachmittagsvorträge, die sich in Ergänzung der am Vormittag behandelten technischen Probleme allgemeinen Fragen des Stahlbaus zuwandten, eröffnete Professor F. Tamm, Düsseldorf, mit seinem Referat „Stahlbau und Architektur“. An Hand von Lichtbildern erläuterte er die großen Möglichkeiten, die die Verwendung von Stahl in der modernen Architektur in sich schließt. Nach einer kurzen Betrachtung des Raumbauwerkes von Prof. Wachsmann auf der Interbau Berlin mit seiner besonderen architektonischen Note zeigte er unter anderem Aufnahmen der deutschen Pavillonbauten auf der Weltausstellung in Brüssel, die in ihrer betonten Schlichtheit die klassische Bauweise von Stahl darstellen, des Mannesmann-Hochhauses, sowie des Phoenix-Rheinrohr-Hochhauses. Die jüngsten Entwicklungen in der modernen Architektur seien jedoch durch den Weg vom orthogonalen weg zur ungeordneten räumlichen Konstruktion gekennzeichnet.

Das Bestreben der Architekten, in Stahl zu bauen und das Tragwerk sichtbar zu machen, werde durch die Wärmeanfälligkeit sowie die Korrosionsgefahr des Stahles erschwert. Daher lohne es sich, über neuere Methoden des Feuer- und Korrosionsschutzes nachzudenken.

Auch im Brückenbau gälte es, das technisch Notwendige mit dem ästhetisch Schönen zu verbinden. Er erwähnte die Golden Gate Bridge als Beispiel für rein konstruktives Bauen, bei der Technik und Form nicht zu einer Einheit verschmolzen sind. Demgegenüber stellte er die Autobahnbrücke Köln-Rodenkirchen als Vorbild hin. Während eine Zügelgurbrücke nicht architektonisch sei, lobte er das System der Nordbrücke Düsseldorf, das sich rhythmisch gut und elegant in die Landschaft einfügt. Ohne den Schwung und die Dynamik der Hängebrücke sei sie ganz Selbstzweck und daher Ausdruck unserer Zeit.

Zum Abschluß der Vortragsveranstaltung ergriff Dr. E. Schneider, Düsseldorf, das Wort zu einer Analyse der „Möglichkeiten und Grenzen moderner Konjunkturpolitik“. Die augenblickliche Lage durch einen Rückgang der Aufträge des Auslandes um 17 Punkte gekennzeichnet, wenn man zum Vergleich die Auftragseingänge des Jahres 1954 mit 100 Punkte ansetzt. Dieser Rückgang ist nicht nur

auf einen Kaufkraftabfall der Länder, die sich zum Teil bei ihren Investitionen übernommen haben, zurückzuführen, sondern auch auf eine strukturelle Bedarfswandlung, wie sie z. B. durch die erhöhte Bedeutung der Kunststoffe in der chemischen Industrie eingetreten ist. Dieser Neuorientierung der Verbraucher ist daher nur mit einem groß angelegten Forschungsprogramm zu begegnen. Konjunkturpolitik bedeutet eine Ausbalancierung der Gleichgewichtslage sowohl zum Produzenten als auch zum Konsumenten hin. An Maßnahmen stehen zur Verfügung Geld- oder Kreditpolitik der Notenbanken, fiskalische Maßnahmen durch Steuern, Beeinflussung der Menschen in ihrem Verhalten — Dr. Schneider nannte dies Seelenmassage — und auch die Regulierung der Wirtschaft durch Staatsaufträge. Von diesen vier Möglichkeiten ist am wirkungsvollsten die dritte, die an die Selbstheilkräfte der Wirtschaft appelliert. Die Möglichkeiten des Staates sind nur gering.

G. Lacher

VDI-Tagung in Köln

Mit dem Ziel, die oft verkannte Ingenieurarbeit des Konstrukteurs zu würdigen, wurde vom 9. bis 12. Juni 1958 die diesjährige VDI-Tagung in Köln unter dem Generalthema „Konstruieren — Schöpferische Ingenieurarbeit“ durchgeführt. Es ist zu begrüßen, daß sich der größte deutsche Ingenieurverein, der über 36 000 Mitglieder zählt, dieses Thema gewählt hat und in einem reichhaltigen und umfassenden Vortragsprogramm behandelte. Aus den Gebieten des allgemeinen Ingenieurwesens, wie Maschinenbau, Feinwerktechnik, Energietechnik oder Bauingenieurwesen, machten in über 30 Referaten anerkannte Fachleute mit besonders hervorragenden konstruktiven Lösungen ihrer Fachgebiete vertraut.

Nach der Eröffnung der Tagung durch den Vorsitzenden Dr.-Ing. H. Goeschel, Erlangen, hielt die Festansprache Prof. Dr.-Ing. E. Sörensen, Augsburg, über „Konstruieren — Schöpferische Ingenieurarbeit“. Sodann wurden zahlreiche Ehrungen vorgenommen. Die Hauptvorträge am Nachmittag fanden großen Anklang.

Dr.-Ing. F. Kesselring, Zürich, der über das Thema „Konstruieren — Synthese aus innerer Schau und äußerem Zwang“ sprach, verstand es, die zwei Gegenpole des konstruktiven Denkens hervorzuheben, nämlich Intuition als dem aus dem Innern plötzlich hervorbrechenden geistigen Schauen und Reflektion als dem methodischen Nachdenken gemäß den praktischen und wirtschaftlichen Erfordernissen. Als sein besonderes Anliegen hob er hervor, daß der Konstrukteur in steigendem Maße sich mit der Wirtschaftlichkeit beschäftigen möge, und er gab viel beachtete Grundgleichungen an, die in jedem Falle eingehalten werden müssen, wenn das Unternehmen erfolgreich arbeiten soll. Das Ziel sei hier die Schaffung von technisch wirtschaftlichen Kennzahlen, die also sowohl den technischen als auch den wirtschaftlichen Erfordernissen genügen und somit bei der Bemessung die optimale Lösung garantieren.

Die anschließend lebendig vorgetragene Rede von Prof. Dr. A. Walther, Darmstadt, über „Moderne Rechenanlagen — Hilfe und Vorbild für den Konstrukteur“ wurde mit freudigem Beifall aufgenommen. Professor Walther gab eine Einführung in das Grundprinzip des Analog- und Ziffernrechners, wobei er betonte, daß der Analogrechner für die Ingenieurarbeit auf Grund seiner Benutzung von physikalischen Größen in manchen Fällen zu bevorzugen sei. Um mit dem Wesen des Programmierens für einen Ziffernrechner vertraut zu machen, zeigte er am Beispiel des elektronischen Rechenautomaten IBM 650, der von der Deutschen Forschungsgemeinschaft der Technischen Hochschule Darmstadt zur Verfügung gestellt wurde, das Aufstellen eines Programms für die Bewegung des Kreuzkopfes beim Schubkurbeltrieb. Mit großem Interesse wurde zur Kenntnis genommen, daß als jüngstes Ergebnis seiner Untersuchungen nun das Programm zur Berechnung von Elektromotoren vorliege (Dreiphasen-Asynchronschleifringmotoren), das es ermöglicht, bei einer Rechenzeit von einer Minute die gleichzeitig wirtschaftlichste Lösung zu finden.

In seinem Vortrag über „Forschung im Dienste der Konstruktion“ nannte Prof. Dr.-Ing. W. Peppeler, Oberhausen, aus den verschiedenen Gebieten des Ingenieurwesens Beispiele, wo theoretische Untersuchungen die praktische und konstruktive Handhabung beeinflussten. Aus dem Gebiete des Stahlbaus erinnerte er an die grundlegenden Arbeiten von Cornelius über die orthotrope Platte¹⁾ und von Bornscheuer über die Wölbkrafttorsion²⁾.

Von den Vorträgen aus den einzelnen Fachgebieten waren für den Stahlbauer besonders interessant die Ausführungen von Dr.-Ing.

¹⁾ Cornelius, W.: Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte. Stahlbau 21 (1952) H. 2 S. 21.

²⁾ Bornscheuer, F. W.: Systematische Darstellung des Biege- und Verdrehvorganges unter besonderer Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion. Stahlbau 21 (1952) H. 1 S. 1.

³⁾ Fritz, B.: Radial vorgespannte, stählerne Stabhängewerke und ihre Anwendungsmöglichkeiten. Stahlbau 27 (1958) H. 5 S. 113/17. — Fritz, B.: Vom biegesteifen Fachwerksystem zum spannstifen Seil- oder Stabhängewerk. Bauingenieur 33 (1958) H. 6 S. 209/12.

G. Wickert, Dortmund, über den „Stahlwasserbau für Stauanlagen“. Er gab eine Übersicht über die statischen und konstruktiven Probleme im Stahlwasserbau und zeigte an Hand von Lichtbildern die Entwicklungstendenzen, wie sie z. B. in dem neuen Faltschutz, das allerdings nur für kleinere Anlagen Verwendung findet, und bei dem Ober- und Unterschutz getrennt oder auch gleichzeitig bewegt werden können, zum Ausdruck kommen. Ausführungen von Hackenschützen, Segmentschützen, Sektor- und Tiefschützen sowie den in den USA beliebten Stoney-Schützen vervollständigten den Überblick.

Innerhalb der Gruppe Stahlbeton- und Stahlbau sprach Prof. Dr.-Ing. B. Fritz, Karlsruhe, über „Weitgespannte stählerne Hallendächer und Kuppeln“ und erwähnte auch die in jüngster Zeit in Amerika viel verwandten Hängedachkonstruktionen.

Dipl.-Ing. K. Lange, Düsseldorf, zeigte innerhalb seines Vortrages über die „Neuen Stahlbrücken-Konstruktionen“ die Entwicklung im Stahlbrückenbau auf. Dabei wies er besonders auf die orthotrope Platte sowie auf die Ausnutzung der Torsionssteifigkeit der Hohlkastenträger hin. Den Fortschritt im Stahlbrückenbau belegte er durch den Vergleich der Gewichte und Lastannahmen bei alten und neuen Ausführungen von Rheinbrücken und zeigte Aufnahmen der vor allem im Köln-Düsseldorfer Raum errichteten Brücken.

Besonders verdient noch die Ausstellung „Technik und Handwerk im Imperium-romanum“ hervorgehoben zu werden, die an Hand von Modellen, Nachbildungen oder an Hand von Bildern beredtes Zeugnis von der antiken Ingenieurkunst ablegte. Es überrascht, zu erfahren, daß bereits Cäsar um 55 vor Chr. für seinen Rheinübergang in der Gegend Neuwied eine Pionierbrücke errichtete, die sehr genau den Pionierdienstvorschriften der Reichswehr entsprach und für deren Bauzeit er einschließlich der Holzbeschaffung zehn Tage benötigte. Die Brücke bestand aus gespreizten Jochen, über die Streckbalken gelegt wurden, die wiederum die sogenannten Rödelbalken mit dem Belag trugen. Mit Interesse betrachtet man den antiken Rechenschieber (abacus) — ein unserer heutigen Kinderrechenmaschine ähnliches Gerät —, ein Modell eines Hochleistungskrans mit Tretrad oder eine Nachschiff eines Normblattes für Wasserrohre etwa um 100 n. Chr. Interessant ist auch das Studium der Formeln, die den antiken Ingenieuren bei ihren Rohrberechnungen zur Verfügung standen.

Im Verlauf der Tagung wurden zahlreiche Industriebesichtigungen durchgeführt, die den etwa 1700 Tagungsteilnehmern eine willkommene Gelegenheit boten, die in den Vorträgen vermittelten Eindrücke durch die praktische Anschauung zu verstärken. L.

Bücherschau

Warning, H.: Stahlbau. 160 Seiten mit 377 Bildern, 3. neubearbeitete Auflage, Hannover 1958, Fachbuchverlag Gebr. Jänecke. Kartiert DM 7,80.

Nachdem nun seit mehr als 20 Jahren der Beruf des Stahlbauschlossers als Lehrberuf anerkannt ist, gibt Berufsschuldirektor Warning mit seinem in 3. Auflage vorliegenden Werk ein Buch an die Hand, das als Lehrbuch für den Schulgebrauch wie auch als Fachbuch zur persönlichen Weiterbildung gleichermaßen gut geeignet ist. In den einzelnen Kapiteln, von denen die theoretischen Abschnitte Werkstoffprüfung, Festigkeit der Werkstoffe sowie die praktischen Abschnitte Stahlverbindungen, Stahldachbauten, Aufstellung von Stahlbauten neben den Kapiteln, die mit den verschiedenen Bearbeitungsmöglichkeiten und Verbindungsmitteln vertraut machen, besonders hervorgehoben seien, wird in umfassender und im Rahmen der Aufgabengestaltung des Buches geschickter Weise ein Überblick über das weite Aufgabengebiet des Stahlbauschlossers gegeben. Die zahlreichen Bilder dienen dem leichteren Verständnis. L.

Fürst, H.: Bau-Ingenieur (Dipl.-Ing.). Blätter zur Berufskunde Band 3, Berufe für Abiturienten. Herausgegeben von der Bundesanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung Nürnberg, Bielefeld 1958, W. Bertelsmann Verlag K. G.

Dieses Heftchen sollte jeder Abiturient lesen, der die Absicht hat, den Beruf eines Bauingenieurs zu ergreifen. Hier erhält er einen Überblick über den Aufgaben- und Tätigkeitsbereich des Bauingenieurs, über die Berufsaussichten, aber auch über die Voraussetzungen, die der zukünftige Bauingenieur erfüllen sollte, wie mathematische Begabung bei Entscheid für die Laufbahn des konstruktiven Ingenieurs und Organisationstalent bei Wahl der planenden Fachrichtung. Ein Abriß des Studienganges mit Wiedergabe der Studienpläne und schließlich auch eine Beschreibung der augenblicklichen wirtschaftlichen und sozialen Verhältnisse, der Besol-

dung und der Aufstiegsmöglichkeiten vervollständigen das Bild. Das Studium dieses Heftchens kann vor Fehlentscheidungen bewahren. L.

Hochschulschrift

Herrn Camille de Rop, Generaldirektor der Firma Arcos, Aachen, wurde in Anerkennung seiner Verdienste auf dem Gebiete der Schweißtechnik von der Technischen Hochschule Aachen die Würde eines Doktor-Ingenieur Ehren halber verliehen.

Zuschrift zu Kirschmer, O.:

Neuere Erkenntnisse bei Brückenbelägen. Stahlbau 27 (1958) H. 11 S. 16/19.

In dem Aufsatz werden von Herrn Prof. Dr.-Ing. O. Kirschmer neuartige Brückenbeläge auf Latex-Basis, und zwar Semtex-Beläge, erwähnt. Unter Punkt 6 wird auf die Bewährung von Semtex-Belägen in der Praxis hingewiesen. Abgesehen von Versuchsstücken wird auf eine einzige praktische Ausführung (Klappbrücke in den Surrey Commercial Docks) aufmerksam gemacht.

Diese Angabe ist unvollständig. Im Sommer 1956 wurde auf der Eiderbrücke bei Friedrichstadt im Zuge der Bundesstraße 5 die Hälfte der Klappbrücke ebenfalls mit einem Semtex-Belag versehen.

Auf der zweiten Hälfte der Klappe wurde ein Tioplan-Belag der Tivoli-Werke AG., Hamburg — ebenfalls ein Belag auf Latex-Basis —, aufgebracht. Beide Beläge sind in Brückenmitte durch ein aufgeschweißtes Vierkantseil voneinander getrennt. Es wurden beide Fabrikate verwandt, da diese Brücke auf Veranlassung von Herrn Ministerialrat Dr. Klingenberg als Versuchsobjekt für derartige Leichtbeläge behandelt werden sollte).

Bei dieser Brücke zeigten sich, verursacht durch starken Regen während des Verlegens, bei Semtex später einige Schäden, die dann ausgebessert wurden. Bei dem einige Monate später verlegten Tioplan-Belag konnte aus diesen Erfahrungen Nutzen gezogen werden, und die ganze Brückenhälfte erhielt während des Aufbringens des Belages ein dichtes Zelt.

Der Tioplan-Belag hat sich bisher voll bewährt. Irgendwelche Risse oder sonstige Schäden wurden an dem jetzt etwa 1½ Jahre alten Belag nicht beobachtet.

Die hier gemachten guten Erfahrungen veranlaßten die Deutsche Bundesbahn und die Firma Rheinstahl Hamburg Stahlbau Eggers & Friedrich Kehrhaan GmbH, den gleichen Belag auch auf der Pkw-Auffahrtsrampe für das neue Fährschiff „Theodor Heuss“ in Großenbrode zu verwenden).

Es ist jetzt vorgesehen, den gleichen Belag auch bei der im Bau befindlichen Klappbrücke Pahlhude/Schleswig-Holstein aufzubringen.

Die bisherigen Erfahrungen mit diesen leichten Belägen — bei der Eiderbrücke 12 mm, bei der neuen Ausführung 15 mm dick — sind so, daß sie in Zukunft sicherlich noch weites Interesse finden werden. Nachteilig ist im Augenblick der noch etwas hohe Preis (zwischen DM 40,— und DM 50,— je m²), der jedoch bei beweglichen Brücken durch anderweitige Einsparungen im allgemeinen mehr als ausgeglichen wird.

K. H. Seegers, Hamburg

¹⁾ Klingenberg, W.: Brückenbauten an Bundesfernstraßen. Bauingenieur 32 (1957) H. 7 S. 245.

²⁾ Cisielsky, C. Die neue Kraftwagenauffahrtsrampe am Fährschiff II in Großenbrode-Kai. Eisenbahntechnische Rundschau 1957 H. 12 S. 461.

Erwiderung

Die bisherigen, leider nicht immer günstigen Erfahrungen mit Belägen auf Leichtfahrbahnen lassen es ratsam erscheinen, nur über solche Ausführungen zu berichten, die länger als drei Jahre liegen und einem starken Verkehr ausgesetzt sind. Deshalb ist in dem Aufsatz des Verfassers die Eiderbrücke absichtlich nicht erwähnt. Leider trifft auch nicht die als gesichert geltende Faustregel zu, daß von einem Belag, der zwei Jahre ohne Beanstandung gehalten habe, auch in den kommenden Jahren nichts zu befürchten sei. Es liegen nämlich Beispiele vor, daß Fahrbahnbeläge kurz vor Ende einer fünfjährigen Garantiezeit unerwartet größere Schäden zeigten.

Deshalb ist es notwendig, einen längeren Zeitraum abzuwarten, ehe man ein endgültiges Urteil abgibt. Wie wichtig diese Vorsicht ist, zeigt folgendes Beispiel:

Unter den Asphaltbelägen gilt derjenige auf der Hase-Hubbrücke in Meppen, der nun über zehn Jahre ohne jede Beanstandung liegt, als Musterbeispiel eines besonders guten bituminösen Belages. Ein von der gleichen Firma nach der gleichen Rezeptur vor wenigen Jahren hergestellter Belag auf einer anderen Brücke ist schon nach kurzer Zeit so schadhaft geworden, daß eine grundlegende Instandsetzung nötig ist.

Was nun Beläge auf Latex-Basis anbelangt, so ist bekannt, daß sie schon seit längerer Zeit als Deckbeläge auf Schlachtschiffen in der US-Navy eingeführt waren und später auch bei Fahrgastschiffen (United States) Verwendung fanden. Der Grund lag hauptsächlich in der feuerhemmenden Wirkung der Beläge. In Deutschland darf wohl F. Eberhard (MAN) Anspruch darauf erheben, als erster Latex-Beläge für Brückenfahrbahnen empfohlen zu haben (Anfang 1953). Die Firmen, die Latex-Beläge herstellen, waren zunächst sehr skeptisch, und die ersten Besprechungen im Mai 1953 führten zu keinem Ergebnis. Einen weiteren Vorstoß unternahm der Verfasser, als er im Juli 1953 bei der Belegung der Decks des kürzlich ausgebrannten und gesunkenen norwegischen Auswandererschiffes Skaubryn in Bremerhaven anwesend war. Zur damaligen Zeit wurden auch die in England gemachten Erfahrungen bekannt, so daß man allmählich die Übertragung von Latex-Belägen auf Schiffsdecks für die Zwecke des Brückenbaues wagte. Das Tor in ein Neuland war damit geöffnet. Es ist erfreulich, daß jetzt von verschiedenen Seiten her Latex-Beläge im Brückenbau verwendet werden. Wichtig ist nun vor allem die Sammlung von Erfahrungen auf stark befahrenen Brücken über längere Zeiträume hinweg. Wie K. H. Seegers richtig bemerkt, steht der Einführung von Latex-Belägen besonders der hohe Preis hindernd im Wege. Wenn es aber zunächst nur gelingt, die bisherige unsichere Isolierung (Mastix, Oppanol, Moltopren, Metallfolien usw.) bei Asphaltbelägen durch eine zuverlässige dünne Latexschicht zu ersetzen — was offenbar möglich sein wird —, so ist damit schon sehr viel erreicht. Die kommende Entwicklung wird wohl auch stark beeinflusst werden durch den Untersuchungsbericht, den Dr. Henneke der „Kommission für bituminöse Brückenbeläge“ über den Zustand der bestehenden Brückenbeläge geben wird.

O. Kirschmer, Darmstadt

„Der Stahlbau“, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Ruf 87 15 56. — Schriftleitung: Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule. Für den Anzeigenteil verantwortlich: Otto Swoboda, Bln.-Wilmersdorf. Anzeigentarif Nr. 3, Druck: O. Zach oHG., Berlin-W. Nachdruck, fotografische Vervielfältigungen, fotomechanische Wiedergabe von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus nur mit Genehmigung des Verlages. „Der Stahlbau“ darf ohne Zustimmung des Verlages nicht in Leserkreisen geführt werden.

Aus der Industrie

Schnellfrequenz-Elektrowerkzeuge

Die Forschungsarbeiten nach hochtourigen elektrischen Synchronmotoren haben nicht nachgelassen. Vor ca. 20 Jahren erschienen erstmals die „Hochfrequenz-Elektrowerkzeuge“, heute „Schnellfrequenz-Elektrowerkzeuge“, auf dem Markt.

Was versteht man unter einem Schnellfrequenz-Motor? Ein Schnellfrequenz-Motor ist ein normaler Drehstrom-Synchron-Motor, der an Stelle von 50 Hz an ein vielfaches davon, z. B. 200 Hz, 300 Hz oder neuerdings sogar an 400 Hz angeschlossen wird. Die letztere Frequenz ergibt eine synchrone Tourenzahl von 24 000 U/min. Die Leistung erhöht sich im gleichen Verhältnis, das Gewicht vermindert sich bei gleichbleibender Leistung drei- bis viermal, was sich für den Antrieb von Elektrowerkzeugen sehr vorteilhaft auswirkt. Da aber die meisten Betriebe mit einem Drehstromnetz von 50 Hz ausgerüstet sind, bedingt die Verwendung von Schnellfrequenz-Elektrowerkzeugen die Anschaffung eines Frequenzwandlers.

Dieser besteht primär aus einem Antriebsmotor und sekundär aus einem Generator. Der Frequenzwandler wird primär an das normale Drehstromnetz, z. B. $3 \times 220/380$ V 50 Hz, angeschlossen, der Sekundärseite werden 3×42 V 200 Hz zur Speisung der Elektrowerkzeuge entnommen.

Die zusätzlichen Anschaffungskosten des Umformers amortisieren sich sehr rasch unter Berücksichtigung der hervorragenden Vorteile des Schnellfrequenz-Elektrowerkzeuges.

Die Betriebspraxis zeigt laufend, daß das Schnellfrequenz-Elektrowerkzeug, ganz abgesehen von der Handlichkeit, als ein äußerst wirtschaftliches Bearbeitungsgerät anzusprechen ist. Die Drehstromcharakteristik wirkt sich äußerst günstig aus auf das Drehzahlverhalten.

Die Drehzahlen dieser Maschine bleiben auch trotz Arbeitsleistung praktisch konstant. Durch diese geringe Abweichung ist auch die richtige Drehzahl gegeben, um die geeignetste und zweckmäßige Schnittgeschwindigkeit des Bearbeitungswerkzeuges zu erhalten, um z. B. Schnellstahlwerkzeuge oder Hartmetall-Fräser wirtschaftlich auszunützen. Die Praxis zeigt, daß mit konstanter Drehzahl angetriebene Schleifscheiben sich gleichmäßiger abnützen, was längere Lebensdauer der Scheibe und der Lagerung in sich schließt. Für die immer mehr um sich greifende Kunststoff-Schleifscheibe ist obige Drehzahlcharakteristik von enormem Vorteil. Durch die hohe und konstante Drehzahl kann das Maximum an Schleifleistung gewonnen werden. Die SUHNER Schnellfrequenz-Elektrowerkzeuge stellen auf Grund ihrer Frequenz und Betriebsspannung eine Neuerung gegenüber bisher auf dem Markt erschienenen Werkzeugen dar. Durch Ausnutzung unserer langjährigen erfolgreichen Erfahrung im Getriebebau gelang es, die relativ hohe Tourenzahl in günstige Arbeitsdrehzahlen zu untersetzen. Die niedere Betriebsspannung, sogenannte „Schutzspannung“ von 42 V, schließt jegliche elektrische Unfallgefahr aus. Durch die Oberflächenkühlung und völlige Kapselung der Motoren ist das Eindringen von Schleifstaub verhindert, somit vorzeitiger Verschleiß der Einbauteile ausgeschlossen.

Durch den einfachen Aufbau des Motors ist die Betriebssicherheit gewährleistet. Der äußerst genau ausgewuchtete Motor ist nicht spannungsführend, besitzt keine reparaturunfähige Ankerwicklung. Die reichlich dimensionierten Schaltkontakte mit Abhebekontakten aus Feinsilber gewährleisten die Betriebssicherheit.

Wichtig für neue Bezieher der Zeitschrift DER STAHLBAU

DER STAHLBAU 1957 ist wieder vollständig lieferbar. Alle ergriffen gemeldeten Hefte sind nach erfolgtem Nachdruck zum Preise von DM 3,— je Heft zuzüglich Porto erhältlich. Preis für den kompl. Jahrgang in Leinen gebunden DM 40,—. Einbanddecken für den Jahrgang 1957 und frühere Jahrgänge DM 3,50 zuzüglich Porto.

Bestellungen nimmt Ihre Buchhandlung entgegen.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Stellenangebote umseitig!



STEINMÜLLER

Gummersbach/Rhld.

sucht

Stahlbau-Ingenieur (Dipl.-Ing)

für die Leitung einer Stahlbauabteilung von etwa fünfzig Konstrukteuren.

In Frage kommen Herren, die im modernen Stahlbau sowie in Kalkulation und Verkauf erfahren sind und die erforderl. Führungseigenschaften besitzen.

Bewerber im Alter von 30 bis 45 Jahren werden gebeten, handgeschriebenen Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften zu senden an die Personalabteilung der

L. & C. Steinmüller G.m.b.H.

Röhrendampfkessel- und Maschinenfabrik
Gummersbach/Rhld.

Wir suchen für unsere **Stahlbau-Abteilung**
befähigten **Projekt-Ingenieur**

sowie tüchtigen **Konstrukteur**

mit guten statischen Kenntnissen u. möglicher Erfahrung im Stahlbau von Transportanlagen. Geboten wird interessante vielseitige Tätigkeit bei guten Arbeitsbedingungen.

Ausführl. Bewerbungen m. Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild sowie Angabe v. Gehaltsansprüchen sind zu richten an die

J. POHLIG Aktiengesellschaft

Köln-Zollstock · Personalabteilung



(Fortsetzung der Stellenangebote auf Seite IV)

An die Aufgeber von Kennziffer-Anzeigen

Wir bitten unsere Auftraggeber, Photos, Zeugnisse, Lebensläufe und sonstige den Bewerbungen beigelegte Schriftstücke unverzüglich an die Bewerber zurückzusenden. Diese Unterlagen sind oft unersetzlich und deshalb für ihre Eigentümer von besonderem Wert. Die Bewerber bitten wir zu beachten, daß Bewerbung nicht als „Einschreiben“ weitergeleitet werden können.

Die Anzeigenabteilung



ARCOS

Schweiß-Elektroden
für alle Schweißarbeiten

Hohl-Elektroden für
Sauerstoff-Lichtbogen-Schneiden

Netzmantel-Elektroden
für Automaten-Schweißung

Autogen-Falzdrähte
für NE-Metalle

Schweißtransformatoren
zwischen 20-1000 Ampere

Schweißautomaten
für Netzmantel, UP- und
ARCOS CO₂-Schweißung

Balance-Positioner

Schweißerausrüstungen

ARCOS-AACHEN
Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H.
Jülicher Straße 122/134 · Telefon 34841/42



Abdeckroste
stabil
trittsicher

STEINHAUS
GMBH · MULHEIM (RUHR) · SPELDORF



FISTA-ELASTIC liefert:

Blitz Tore

ÖFFNEN u. SCHLIESSEN SICH VOLLAUTOMATISCH
MIT 2 SEC. LAUFZEITEN

FISTA-ELASTIC DÜSSELDORF 10 RUF 335833



ST.A.L.
KÖLN-KALK

Stahlbau Albert Liesegang
KÖLN KALK

Fortsetzung der Stellenanzeigen von Seite 4*

Bedeutendes Maschinen- u. Stahlbau-Unternehmen
in rheinischer Großstadt
sucht einen tatkräftigen und erfahrenen

Montage-Oberingenieur

als Leiter für die Montage-Abteilung mit ca. 900 Mann Belegschaft.

Das Arbeitsgebiet umfaßt:

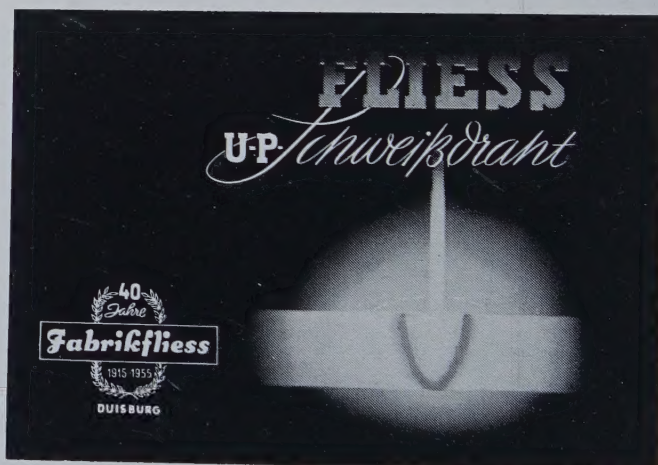
Montagen von großen Aufbereitungs-Anlagen, Chemiebau
sowie Hoch- und Behälterbauten im In- und Ausland.

Ausführliche Angebote mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild,
Zeugnisabschriften, Angabe der Gehaltsansprüche, Referenzen und
frühestem Eintrittstermin werden erbeten unter Nr. 20 296 an die
Anzeigenabteilung DER STAHLBAU, Berlin-Wilmersdorf, Hohen-
zollerndamm 169



**SCHMIDT-
TYCHSEN**

**DERRICK-
KRANBAU
HAMBURG 23**



FLIESS
U.P. Schweißdraht

40 Jahre
Fabrikfließ
1915 1955
DUISBURG

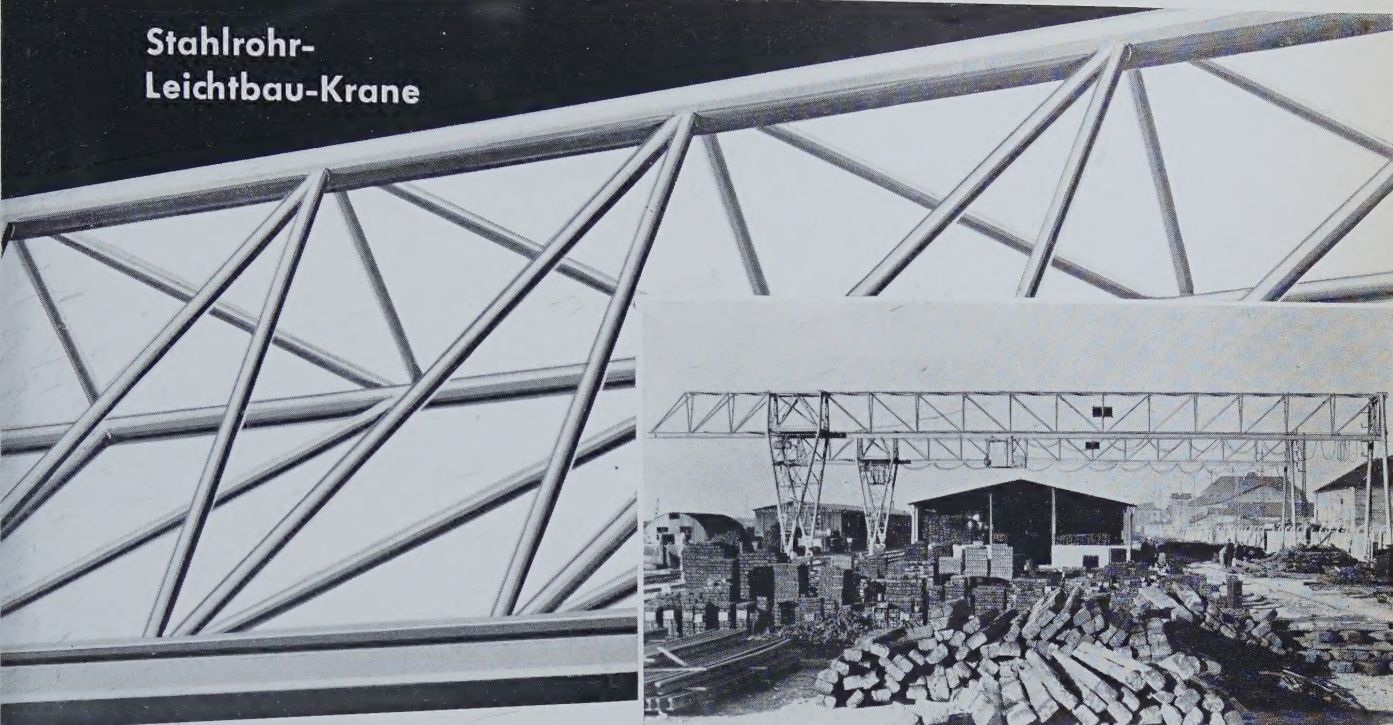


DERA 5 D
8 G
10 K
12 K
INDRA 8 G
10 K

**DÜSSELDORFER
EISENHÜTTENGESELLSCHAFT**

**RATINGEN
BEI
DÜSSELDORF**

Stahlrohr- Leichtbau-Krane



30 JAHRE



Karl Keienburg

Hebezeug- und Kranbau

Essen-Steele 123

Fernruf 51876/51815

Stahlrohr-Leichtbau-Krane

bis 100 m Katzbahnträgerlänge,
Tragkraft bis max. 30 t mit und ohne
Auskrantung, elektrisch oder handbetrieben,
„der Kran nach Maß“.

Alles für die Lichtbogenschweißung

- ★ **Schweißelektroden**
für Verbindungsschweißungen an unlegierten
und niedriglegierten Stählen
- ★ **Spezialelektroden**
für jeden Sonderzweck und alle Materialqualitäten
- ★ **Schweißanlagen**
für alle Ansprüche in Industrie und Handwerk
- ★ **Schweißautomaten**
für verschiedene Schweißverfahren
- ★ **Drehvorrichtungen**
zur Rationalisierung der Hand- und Automaten-
Schweißung
- ★ **Ausrüstung und Zubehör**
für Schweißer und Schweißplatz
- ★ **Reparaturdienst / Ersatzteile**

Bitte verlangen Sie
Sonderprospekte



Kjellberg-Esab GMBH
SOLINGEN



Metallogen

GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK
UND WERKSTOFFSCHUTZ M. B. H.
WATTENSCHIED 1. W.

Ein Trümpf!

UM 46V

Eine ideale
Metallogen
ELEKTRODE
für die
Abwärtsschweißung

Zugelassen von der Deutschen Bundes-
bahn für die Güteklassen E 34 z, E 37 z,
E 52 z, einschließlich Stehbolzen, sowie
für den Brückenbau als E 37 zB u. E 52 zB.



Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter und Wieder-
verkäufer zu günstigen Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns.

Kranbahnträger für 3 Magnetkräne mit je 7,5 t Tragkraft
Spannweite: 40 m
Gewicht: 38 t



Die hervorragenden statischen Eigenschaften des Stahlrohrs geben dem Konstrukteur die Möglichkeit, materialsparende und besonders wirtschaftliche Konstruktionen zu schaffen. Unsere Spezialisten schweißen alle Stahlrohrkonstruktionen aufbaufertig und beraten Sie gern bei Ihren Planungen.



PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF